

**Apuntes de
tratamiento de**

**aguas
residuales**

Ing. MSP Rafael López Ruiz



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**APUNTES DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES**

ING. MSP RAFAEL LOPEZ RUIZ

PRESENTACIÓN

La Facultad de Ingeniería ha decidido realizar una serie de ediciones provisionales de obras recientemente elaboradas por académicos de la institución, como material de apoyo para sus clases, de manera que puedan ser aprovechadas de inmediato por alumnos y profesores. Tal es el caso de los *Apuntes de tratamiento de aguas residuales*, elaborados por el Ing. Rafael López Ruiz.

Se invita a los estudiantes y profesores a que comuniquen a los autores las observaciones y sugerencias que mejoren el contenido de la obra, con el fin de que se incorporen en una futura edición definitiva.

INTRODUCCION

El tratamiento de las aguas residuales es parte de la responsabilidad de la Ingeniería Sanitaria, la que a su vez es componente de la Ingeniería Civil, por ésta razón se encuentra dentro de ésta área en la Facultad de Ingeniería; en el desarrollo de éstos apuntes se procuró seguir el temario correspondiente al programa de ésta asignatura, puesto que el mismo fue aprobado por el Consejo Técnico de nuestra Facultad.

Impartir ésta asignatura no es tarea fácil, ya que es necesario conocer, revisar y estudiar diversos textos, revistas y trabajos de investigación, incluyéndose además la asistencia a Congresos sobre el tema para estar actualizado, cosa que no siempre es posible conseguir, asistir y realizar, por lo que se ha recopilado material de diferentes autores, aunado a datos agregados resultado de la experiencia profesional del autor. Se cree que este documento puede servir de base para impartir la cátedra respectiva, además como documento de consulta en casos específicos, ya que el objetivo de estos apuntes es apoyar a nuestros profesores, alumnos y a los egresados que lo requieran en este tema de una manera fácil, lógica y actualizada.

En el capítulo de sedimentación, por tratarse de un tema de capital importancia, se agrupan todos los tipos de sedimentación y sus principales aplicaciones en el tratamiento; el Tipo I en desarenadores, el Tipo II en el sedimentador primario y los Tipos III y IV en el sedimentador secundario, esto se hizo considerando que el alumno debe comprender este tema de manera general y su aplicación específica en las diferentes **operaciones** (tratamiento físico) del tratamiento.

El tema de Tratamiento en suelos se prefirió completarlo ampliándolo a **Tratamiento en Sistemas Naturales** que además comprende el **Tratamiento en Agua**, dadas las tendencias actuales de utilizar tecnologías no contaminantes y que conserven el medio ambiente.

CONTENIDO

CAPITULO	TEMA
1	ASPECTOS GENERALES
2	PARÁMETROS DE CALIDAD DEL AGUA
3	NORMATIVIDAD BASICA PARA EL MANEJO DE LAS AGUAS RESIDUALES
4	CARACTERIZACION DE LAS DESCARGAS
5	ESTACION DE BOMBEO
6	SELECCIÓN DE LOS PROCESOS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO
7	TRATAMIENTO PRELIMINAR
8	SEDIMENTADORES
9	TRATAMIENTO SECUNDARIO
10	TRATAMIENTO AVANZADO
11	TRATAMIENTO EN SISTEMAS NATURALES
12	TRATAMIENTO DE LODOS

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO I ASPECTOS GENERALES

- 1.1 PROBLEMATICA DEL AGUA
- 1.2 ORIGEN DE LAS AGUAS RESIDUALES
- 1.3 CONTAMINACION DE UN CUERPO DE AGUA
- 1.4 IMPUREZAS EN LAS AGUAS
- 1.5 PROPOSITO DEL TRATAMIENTO Y REUSO DEL AGUA TRATADA
- 1.6 LOCALIZACION DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO
- 1.7 INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

I.1 PROBLEMATICA DEL AGUA

El agua es reconocida como fuente de vida, los sitios ideales para el asentamiento de poblaciones dedicadas a la pesca y a la agricultura son las riberas de los cuerpos de agua naturales y actualmente son sitios de desarrollo urbano y rural.

Las principales fuentes de abastecimiento de agua en México son los ríos, manantiales y el subsuelo. La disponibilidad de estos recursos es muy variable en todo el territorio nacional.

Las aguas superficiales se encuentran contaminadas por descargas domésticas, industriales y agropecuarias y la sobreexplotación del agua subterránea se está generalizando, lo que ha ocasionado deterioros irreversibles, intrusión salina, hundimientos del terreno y necesidad de bombeo a profundidades incosteables.

Los sitios con mayor desarrollo demandan cada vez mayores cantidades de agua y son los que aportan mas contaminantes al descargar sus aguas residuales municipales e industriales, en los cuerpos receptores, en muchas ocasiones sin ningún tratamiento.

No hay duda de que las características naturales del territorio se han visto afectadas por el proceso de urbanización e industrialización que ha vivido el país. Lo muestra el hecho de que los principales focos de contaminación, y de deterioro de los ecosistemas, se localizan en las más importantes ciudades y puertos industriales o tienen su origen en ellos, afectando las cuencas hidrológicas y los diversos ecosistemas. Debido a estas tendencias, se observan ya insuficiencias críticas de agua limpia en algunas regiones, en consecuencia, su obtención tendrá un costo cada vez más elevado. Además los mayores centros de población y de producción industrial se encuentran arriba de la cota 500 SNM.

En las ciudades de México, Monterrey y Guadalajara se generan 46, 8.5 y 8.2 metros cúbicos por segundo de aguas residuales, respectivamente. En conjunto equivalen al 34% del total a nivel nacional estimado en 184 metros cúbicos por segundo; de éstos, 105 corresponden a descargas municipales y 79 a descargas industriales.

Los principales contaminantes que modifican la calidad natural de las corrientes de agua son: materia orgánica, que ocasiona la disminución del oxígeno disuelto; nutrientes como los detergentes, que provocan eutroficación; grasas y aceites, que ocluyen las agallas de los peces y disminuyen la transferencia de oxígeno; sólidos sedimentables azolvan los cuerpos de agua, organismos patógenos, metales pesados, y plaguicidas, que afectan a la salud humana, a la flora y fauna acuáticas.

A escala nacional se genera una carga contaminante de materia orgánica total, medida en términos de demanda bioquímica de oxígeno (DBO), de 2.4 millones de toneladas por año; que corresponden 36% al ámbito municipal y 64% al industrial.

El sector industrial, de acuerdo con los índices de extracción, consumo y contaminación de agua, se ha configurado en 39 grupos, de los cuales 9 son los que producen la mayor cantidad de aguas residuales: azúcar, química, papel y celulosa, petróleo, bebidas, textiles, siderurgia, electricidad y alimentos. Estos 9 grupos en conjunto arrojan el 82%

del total de aguas residuales de origen industrial. Destacan la industria azucarera y la química, con el 59.8% del total.

Son 31 las cuencas que reciben el 91% de la materia orgánica de las aguas residuales generadas en el país. El nivel de importancia de las cuencas se determinó de acuerdo a la superficie, el volumen de escurrimiento medio anual, el área bajo riego, el valor económico, la población aledaña, los municipios circundantes y las descargas de aguas residuales. De las cuencas más severamente deterioradas, cinco merecen una atención especial, en virtud de los grandes centros de desarrollo asentados en sus alrededores, ellas son: Lerma-Santiago, Pánuco, Balsas, Sn Juan y Blanco.

Los puertos industriales y turísticos y las zonas costeras del país constituyen también zonas con alto nivel de contaminación del agua, al verse afectadas por el vertido de aguas residuales municipales e industriales sin tratamiento ni control adecuado. A esto se agrega la carencia o manejo inapropiado de los sistemas de recolección y disposición de los residuo sólidos. Acapulco, Coatzacoalcos, Ensenada, Salina Cruz, Lázaro Cárdenas y Villahermosa, entre otros, requieren de particular atención para frenar y revertir el nivel de contaminación de sus aguas costeras.

Se estima que para el año 2000 se verterán 207 metros cúbicos por segundo de aguas residuales; ello implica un enorme reto, no sólo para los servicios de agua potable y alcantarillado, sino también para los sistemas de tratamiento de agua.

La Comisión Nacional del Agua reportó en 1997, la existencia de 808 plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, con una capacidad total de 54.9 metros cúbicos por segundo; y 177 plantas de tratamiento de aguas residuales de origen industrial, con una capacidad aproximada de 12 metros cúbicos por segundo. De lo anterior se deriva que, de la descarga total de aguas residuales municipales, sólo se trata el 24.3% del cual aproximadamente la mitad se reutiliza. De las aguas residuales industriales, únicamente se trata el 15.5% . Cabe aclarar que estas cifras son estimadas según la capacidad instalada y que no todos los sistemas de tratamiento están en operación. (Ver cuadros 1.4, 1.5 y 1.6)

En algunas de las instalaciones para tratamiento de aguas residuales municipales, se detectan deficiencias importantes como son: diseño inadecuado, ubicación desfavorable por condiciones topográficas o por la localización de las redes de alcantarillado; obras inconclusas tanto en la red de atarjeas como en instalaciones de bombeo, en equipo electromecánico en instalaciones de seguridad; desaparición de equipo o carencias de instalaciones eléctricas. La falta de recursos no ha permitido ampliar adecuadamente la cobertura del servicio de alcantarillado ni mejorar los sistemas de tratamiento.

La insuficiencia de personal capacitado para operar y mantener en buenas condiciones las instalaciones mencionadas, es otro problema muy serio. A esto se agrega que el país no cuenta con la tecnología suficiente para la fabricación de equipo de medición y de tratamiento.

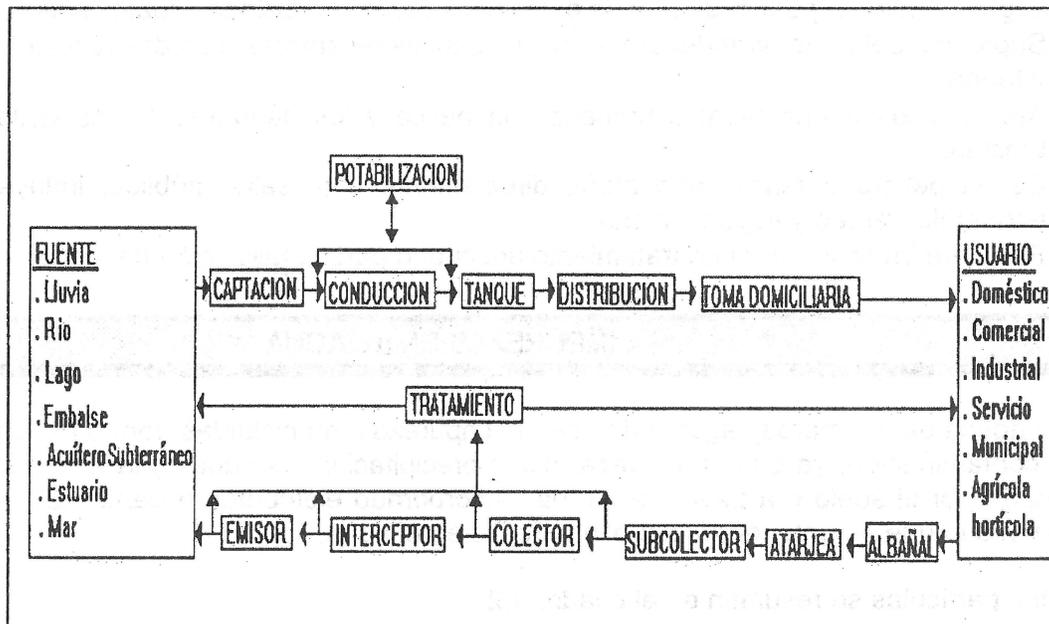
Se tienen ya Normas Oficiales Mexicanas para las descargas de aguas residuales, por lo que la Comisión Nacional del Agua cuenta con la facultad de otorgar o negar permisos para el vertimiento, en base a la calidad del agua que se pretende alcanzar en el cuerpo receptor.

I.2 ORIGEN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Un sistema hidrosanitario urbano inicia en la fuente de abastecimiento de agua, de donde es captada, si el agua de este lugar no reúne las condiciones de potabilidad se le dá un tratamiento para que cumpla con los parámetros establecidos, posteriormente ésta agua se entrega a los usuarios que al utilizarla le agregan impurezas que pueden proceder del uso doméstico, comercios, industrias, establecimientos de servicio, usos municipales; en algunas poblaciones pequeñas se acostumbra que los habitantes tengan hortalizas y huertos, cuyas aguas de desecho en ocasiones van al drenaje.

Las aguas residuales, mezcladas con contaminantes procedentes de todo tipo de uso que exista en una comunidad, son desalojadas del predio hacia el alcantarillado a través del albañal. Posteriormente por el emisor son enviadas al suelo o a cuerpos de agua, en ocasiones sin tratamiento, lo que debe evitarse ya que siempre es necesario construir y operar adecuadamente una planta de tratamiento. (Fig. 1.1)

FIG. 1.1 ORIGEN Y DESTINO DE LAS AGUAS RESIDUALES



Las plantas de tratamiento por su ubicación dentro del sistema hidrosanitario urbano pueden dividirse en:

- **TERMINAL.** Cuando se encuentra al final de la red de alcantarillado y su objetivo es dar tratamiento al total de las aguas residuales que se van a desechar y así evitar la contaminación de agua y suelo.
- **NO TERMINAL O INTERMEDIA.** Cuando se encuentra dentro de la población y su objetivo es tratar solo parte de las aguas del sistema de alcantarillado para ser

utilizadas en la industria, riego, u otros usos y generalmente no es desechada directamente a un cuerpo receptor.

I.3 CONTAMINACION DE UN CUERPO DE AGUA

Un cuerpo de agua se considera contaminado, cuando la composición o el estado de sus aguas son directa o indirectamente modificadas por la actividad del hombre en una medida tal, que disminuye la facilidad de utilización para todos aquellos fines, o alguno de ellos, a los que podrían servir en estado natural.

La preocupación por la contaminación de las aguas puede sintetizarse en algunas situaciones y efectos como:

- Distribución de los limitados recursos hidráulicos.
- Disminución de la calidad del agua para abastecimiento de las poblaciones, uso para riego o industria, puesto que todos estos usos tienen limitaciones cualitativas.
- Supresión del poder autodepurador de los cauces receptores, con destrucción de flora y fauna.
- Afecta a los asentamientos humanos, la pesca y los deportes, a los visitantes y turistas.
- Es un peligro potencial que atañe directamente a la salud pública, influye en la economía, recreo y esparcimiento.
- Requiere inversión para un tratamiento adecuado para la utilización del agua.

I.4 IMPUREZAS EN EL AGUA

Las aguas de los mares, lagos y ríos tienen impurezas, no incluídas dentro del concepto de contaminación, ya que al atravesar como precipitación las nubes y la atmósfera, y al escurrir por el suelo o a través de él, han incorporado elementos o partículas, que dan origen a lo que se entendería como impurezas en el agua.

Estas partículas se resumen en el cuadro 1.2

Los problemas al ambiente y a la salud, así como las características de las aguas residuales se muestran en los cuadros 1.1 y 1.3.

CUADRO 1.1 CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES URBANAS

PARAMETRO mg/lt	CONTAMINACION FUERTE	CONTAMINACION MEDIA	CONTAMINACION LIGERA
Sólidos totales	1000	500	200
Volátiles	700	350	120
Fijos	300	150	80
Sólidos en suspensión totales	500	300	100
Volátiles	400	250	70
Fijos	100	50	30
Sólidos disueltos totales	500	200	100
Volátiles	300	100	50
Fijos	200	100	50
D.B.O ₅ , A 10°C	300	200	100
Oxígeno Consumido	150	75	30
Oxígeno disuelto	0	0	0
Nitrógeno total	86	50	25
Orgánico	35	20	10
Amoniaco libre	50	30	15
Nitritos (NO ₂)	0,10	0,05	0,00
Nitratos (NO ₃)	0,40	0,20	0,10
Cloruros	175	100	15
Alcalinidad	200	100	50
Grasas	40	20	0

ORIGEN	CLASIFICACIÓN DE LAS PARTÍCULAS POR EL TAMAÑO				
	SUSPENDIDAS S >2 X 10 ⁻⁴ mm	COLOIDALES <2 X 10 ⁻³ mm	>2 X 10 ⁻⁶ mm	DISUELTAS	<2 X 10 ⁻⁶ mm
ATMOSFERA	Polvo	Hollín	Moléculas Bióxido de carbono CO ₂ Anhídrico Sulfuroso SO ₂ Oxígeno O ₂ Nitrógeno N ₂	Iones positivos Hidrógeno H ⁺	Iones negativos Bicarbonato HCO ₃ ⁻
SUELO MINERAL Y PIEDRA	Arena Arcillas Partículas de tierra mineral	Arcillas	Bióxido de carbono CO ₂	Sodio Na ⁺ Potasio K ⁺ Calcio Ca ²⁺ Magnesio Mg ²⁺ Hierro Fe ²⁺ Manganeso Mn ²⁺	Cloruro Cl ⁻ Fluoruro F ⁻ Sulfato SO ₄ ⁻ Carbonato CO ₃ ²⁻ Bicarbonato HCO ₃ ⁻ Nitrato NO ₃ ⁻
ORGANISMOS VIVOS Y SUS PRODUCTOS DE DESCOMPOSICIÓN	Algas Diatomeas Bacterias Protozoos Tierra organica Peces y otros organismos	Virus Materia colorante orgánica	Bióxido de carbono CO ₂ Oxígeno O ₂ Nitrógeno N ₂ Sulfato de hidrógeno H ₂ S Metano CH ₄ Residuos organicos varios, algunos de los cuales producen olor y color		

CUADRO 1.3 ORGANISMOS PATOGENOS COMUNMENTE ENCONTRADOS EN AGUAS RESIDUALES

ORGANISMOS	ENFERMEDAD	OBSERVACIONES
Ascaris spp; enterobius spp	Lombrices de nemátodos.	Implica peligro de contagio a humanos por efluentes de aguas residuales y lodos secos usados como fertilizante.
Bacillus anthracis	Antrax.	Se encuentra en agua residual. Las esporas son resistentes al tratamiento.
Brucelia spp	Brucelosis. Fiebre de Malta en el hombre. Aborto contagioso en carneros, cabras y reses.	Transmitida normalmente por la leche infectada o por contacto. Se sospecha también por las aguas residuales.
Entamoeba histolytica	Disentería.	Es diseminada por agua contaminadas y lodos empleados como fertilizante. Común en climas calientes.
Leptospira icterohemorrhagiae	Leptospirosis (Enfermedad de Well).	Transportada por ratas de drenajes.
Mycobacterium tuberculosis	Tuberculosis.	Se le ha aislado de agua residual y corrientes contaminadas. Las aguas residuales son un posible forma de transmisión. Deberá tenerse cuidado con aguas residuales y lodos de sanatorios.
Salmonella paratypi	Fiebre paratifoidea.	Es común en aguas residuales y efluentes en épocas de epidemia.
Salmonella tphi	Fiebre tifoidea.	Es común en aguas residuales y efluentes en época de epidemia.
Salmonella spp	Envenenamiento de alimentos.	Es común en aguas residuales y efluentes.
Schistosoma spp	Esquistosomiasis.	Probablemente es destruida por un tratamiento eficiente.
Shigella spp	Disentería bacilar.	Las aguas contaminadas son las principal fuente de infección.
Taenia spp	Solitaria.	Los huevos son muy resistentes, están presentes en lodos y efluentes de aguas residuales. Representan peligro para el ganado en tierras irrigadas con aguas residuales o abonadas con lodos de ellas.
Vibrio choleras	Cólera.	Es transmitido por aguas residuales y aguas contaminadas.
Virus	Poliomielitis, hepatitis.	Se desconoce aún la forma exacta de transmisión. Se encuentran en efluentes de plantas de tratamiento biológico.

1.5 PROPOSITO DEL TRATAMIENTO Y REUSO DEL AGUA TRATADA

El propósito del tratamiento de las aguas residuales es la remoción de sustancias contaminantes para cumplir con dos objetivos principales:

- Control de la contaminación del agua para cumplir con legislación vigente y evitar efectos negativos en la calidad de los cuerpos receptores (agua o suelo).
- Reusar el agua tratada en aquellas aplicaciones en las que no se requiere agua de calidad potable, o cuando el agua tratada pueda ser reutilizada en la industria, agricultura, acuicultura, etc.

Control de la contaminación, consiste además en tratar las aguas residuales para recuperar, sanear o rehabilitar cuerpos de agua degradados como se hizo en los ríos Támesis y el Danubio, y como actualmente se está haciendo en México para sanear el río Lerma.

El **reuso de aguas tratadas**, ya sea en forma directa o indirecta, es un método de disposición que complementa los otros métodos de disposición en el medio ambiente acuático (lagos, ríos, estuarios, océanos).

La cantidad del agua tratada que pueda ser reusada dependerá de: 1o. disponibilidad 2o. costos del agua de primer uso, 3o. costos de tratamiento y de conducción, 4o. de los criterios, estándares o normas de calidad de agua y 5o. del potencial de reuso o de recirculación del agua tratada.

El reuso del agua tratada, puede clasificarse de acuerdo a su aplicaciones en:

- **Reuso potable.** Recarga de acuíferos, dilución en aguas naturales.
- **Reuso doméstico.** Suministro doble, en el que el agua tratada se reusa en excusados, mingitorios y riego de áreas verdes, rellenos sanitarios, terracerías.
- **Reuso municipal.** Riego de áreas verdes, campos de golf, lavado de calles y automóviles y agua para incendio.
- **Reuso industrial.** Enfriamiento, generación de vapor, alimentación a procesos que no tienen contacto con alimentos, bebidas o medicamentos, riego de áreas verdes y recarga de acuíferos para usos industriales, inyección al "escudo" en excavaciones
- **Reuso agrícola.** Riego de terrenos agrícolas, forestales y de pastoreo.
- **Reuso piscícola** Criadero de peces.
- **Reuso recreativo** Sin contacto directo: veleo, remo, lagos artificiales.
Con contacto directo: natación, pesca deportiva, etc.
- **Reuso recarga de acuíferos para otros usos**

- ⇒ **Directo:** para el control de intrusión salina, control del balance de sales en aguas subterráneas.
- ⇒ **Indirecto:** para el control de problemas de hundimientos de suelo, para activar represuración en pozos petroleros y para compactar suelos.

I.6 LOCALIZACIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO

La selección del sitio para la ubicación de una planta de tratamiento es un problema muy difícil de resolver actualmente, ya que si a los habitantes de las zonas en estudio, no se les convence de la bondad del tratamiento y de la ausencia de perjuicios para ellos, pueden impedir que la planta se construya o en el peor de los casos, ya construida no permitir que opere, por lo tanto se requiere llevar a cabo evaluaciones de todos los sitios posibles, entre estas, deben realizarse estudios de Impacto Ambiental; debe evitarse las áreas pobladas o el uso de áreas públicas, en ocasiones las plantas se localizan, en lugares alejados, pero después que se construyen, pronto son rodeadas por la población. Por lo tanto, siempre debe tomarse en cuenta un área de amortiguamiento, las consideraciones estéticas y el control de olor y ruido. Si se tiene un buen control sobre los problemas potenciales se podría pensar que se puede localizar en cualquier lugar, por otro lado si se hace un control de todos los problemas, esto repercutirá en los costos y en la selección de los procesos. La selección del sitio se hace normalmente en áreas donde no son críticos los problemas de ruido y los estéticos visuales.

Por economía, es deseable minimizar las estaciones de bombeo. Entonces, los sitios a considerar normalmente quedan reducidos a puntos donde el drenaje es accesible, ya que el sistema de alcantarillado es predominantemente diseñado para funcionar por gravedad.

Desde los estudios iniciales debe establecerse, la superficie requerida incluyendo áreas verdes; los vientos dominantes y la distancia que exista hasta la población, principalmente la zona habitacional debido a los problemas de olores que puedan presentarse; el costo estimativo de la construcción y terreno; por último se deben estudiar, prevenir y tratar propuestas de solución a los problemas sanitarios que se puede generar.

Todo lo anterior se puede determinar con un estudio de Impacto Ambiental de cada una de las propuestas y decidirse por la que sea menos impactante, para evitarse problemas posteriores.

1.7 INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO.

CUADRO 1.4 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CONSTRUIDAS Y OPERANDO, ENERO 1998.

ESTADO	PLANTAS CONSTRUIDAS	CAPACIDAD INSTALADA (LPS)	PLANTAS OPERANDO	GASTO TRATADO (LPS)
AGUASCALIENTES	94	2462.00	79	1968.10
BAJA CALIFORNIA	10	2495.00	10	2755.00
B. CALIFORNIA SUR	18	1028.40	17	586.80
CAMPECHE	11	123.36	11	36.61
COAHUILA	13	912.50	7	675.00
COLIMA	23	487.00	16	304.20
CHIAPAS	6	108.72	0	0.00
CHIHUAHUA	18	1404.00	18	642.20
DISTRITO FEDERAL	24	5978.00	22	3379.00
DURANGO	43	2704.40	39	2047.00
GUANAJUATO	9	1665.00	2	790.00
GUERRERO	13	1829.00	13	1443.00
HIDALGO	5	148.36	1	14.88
JALISCO	69	3222.98	51	1726.01
ESTADO DE MEX.	17	2580.00	17	1225.00
MICHOACAN	13	1224.00	10	531.00
MORELOS	30	1314.90	20	810.00
NAYARIT	48	1806.80	32	986.70
NUEVO LEON	28	8821.00	27	6002.00
OAXACA	22	755.74	17	313.10
PUEBLA	11	339.40	8	173.90
QUERETARO	13	834.20	12	298.20
QUINTANA ROO	14	1188.00	12	790.91
SAN LUIS POTOSI	12	423.00	4	265.00
SINALOA	15	1031.00	10	1030.00
SONORA	64	2394.70	46	1432.70
TABASCO	23	1068.20	19	843.50
TAMAULIPAS	14	2148.00	11	1719.10
TLAXCALA	33	878.80	23	679.22
VERACRUZ	61	3331.00	43	1694.00
YUCATAN	8	29.3	8	14.50
ZACATECAS	26	247.00	10	164.00
NACIONAL	808	54983.76	615	35340.63

FUENTE: GERENCIA DE SANEAMIENTO Y CALIDAD DEL AGUA C.N.A.

CUADRO 1,5 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUALES MUNICIPALES EN CONSTRUCCION Y PROYECTO, ENERO 1998.

ESTADO	PLANTAS TOTAL	GASTO TOTAL (LPS)	PLANTAS EN CONSTRUCCION	GASTO DE DISEÑO (LPS)	PLANTAS EN PROYECTO	GASTO DE DISEÑO (LPS)
AGUASCALIENTES	SD					
BAJA CALIFORNIA	4	3820.00	2	1440.00	2	2380.00
BAJA CALIFORNIA SUR	2	52.00	0.00	0.00	2	52.00
CAMPECHE	SD					
COAHUILA	13	4370.00	0.00	0.00	13	4370.00
COLIMA	2	1050.00	1	300.00	1	750.00
CHIAPAS	42	2098.07	6	178.80	36	1919.27
CHIHUAHUA	42	9509.00	17	139.00	25	9370.00
DISTRITO FEDERAL	5	35875.00	4	875.00	1	35000.00
DURANGO	25	639.60	14	74.60	11	565.00
GUANAJUATO	12	5705.00	1	70.00	11	5635.00
GUERRERO	3	31.00	2	228.00	1	84.00
HIDALGO	SD					
JALISCO	49	2957.00	0.00	0.00	4	2957.00
ESTADO DE MEXICO	17	955.00	6	458.00	11	497.00
MICHOACAN	16	1970.00	4	851.00	12	1119.00
MORELOS	8	405.00	1	75.00	7	330.00
NAYARIT	20	337.44	7	60.60	13	276.84
NUEVO LEON	19	505.00	0.00	0.00	19	505.00
OAXACA	18	952.50	8	72.60	10	879.90
PUEBLA	24	4043.60	4	192.00	20	3851.60
QUERETARO	19	914.00	18	828.00	1	86.00
QUINTANA ROO	SD					
SAN LUIS POTASI	9	1884.30	1	10.00	8	1874.30
SINALOA	9	6699.00	0.00	0.00	9	6699.00
SONORA	3	4000.00	0.00	0.00	3	4000.00
TABASCO	SD					
TAMAULIPAS	8	3519.24	2	27.00	6	3492.24
TLAXCALA	6	52.09	1	3.74	5	48.35
VERACRUZ	17	3653.00	6	2235.00	11	1418.00
YUCATAN	SD					
ZACATECAS	15	449.00	0.00	0.00	15	449.00
NACIONAL	362	96726.84	105	8118.34	257	88608.50

FUENTE: GERENCIA DE SANEAMIENTO Y CALIDAD DEL AGUA C.N.A.

CUADRO 1.6 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUALES CONSTRUIDAS, POR PROCESO, ENERO 1998.

ESTADO	AE	DB	FB	LA	LB	LE	LM	LP	PE	RA	TI	TP	TS	TV	ZO	ZZ	AN	TOTAL
AGUASCALIENTES			1	2		83			8									94
BAJA CALIFORNIA			2	1	1	5									1			10
BAJA CALIFORNIA SUR				7		9	1					1						18
CAMPECHE				7								3					1	11
COAHUILA			2	5		4					1	1						13
COLIMA		1		2		20												23
CHIAPAS						5							1					6
CHIHUAHUA		1		4		12									1			18
DISTRITO FEDERAL	1		2	20												1		24
DURANGO				1	1	41												43
GUANAJUATO				1	1	3					3				1			9
GUERRERO				12								1						13
HIDALGO				1		2		1			1							5
JALISCO			2	11	2	34			1	7	1	2			9			69
ESTADO DE MEXICO			1	1		15												17
MICHOACAN		1			1	6			1	3					1			13
MORELOS		3	5	3		2			4	8						2	3	30
NAYARIT			4	11		19							14					48
NUEVO LEON	3			6	3	12			1	2							1	28
OAXACA		1	1	10		5		3			2							22
PUEBLA			2			6						2		1				11
QUERETARO	1		3	1					3		1	1			1		2	13
QUINTANA ROO				12		1									1			14
SAN LUIS POTOSI				9		3												12
SINALOA				2		12						1						15
SONORA						61					2	1						64
TABASCO			1	4		7					10				1			23
TAMAULIPAS	1		1		1	6					3				2			14
TLAXCALA			1		4	27			1									33
VERACRUZ			3	22		10			1	2	16	3	1				3	61
YUCATAN			1	2													5	8
ZACATECAS		2	0	17		6									1			26
NACIONAL	6	9	32	174	14	416	1	4	12	10	59	15	18	1	19	3	15	808

FUENTE: GERENCIA DE SANEAMIENTO Y CALIDAD DEL AGUA, C.N.A.

No incluye plantas en proyecto.

AE = AERACION EXTENDIDA
 DB = DISCO BIOLÓGICO
 FB = FILTROS BIOLÓGICOS
 LA = LODOS ACTIVADOS
 LB = LAGUNAS AERADAS
 LE = LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
 LM = LEMNA
 LP = LAGUNAS-PANTANO
 PE = PURIFICADOR ENZIMÁTICO

RA = RAFA
 TI = TANQUE IMHOFF
 TP = TRATAMIENTO PRIMARIO
 TS = TRATAMIENTO SECUNDARIO
 TV = TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO
 ZO = ZANJA DE OXIDACIÓN
 ZZ = DESCONOCIDO
 AN = TRATAMIENTO ANAEROBIO

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 2 PARAMETROS DE CALIDAD DEL AGUA

- 2.1 CARACTERISTICAS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO
- 2.2 PARAMETROS FISICOS
- 2.3 PARAMETROS QUIMICOS
- 2.4 PARAMETROS BIOLÓGICOS
- 2.5 DESCRIPCION DE LOS PRINCIPALES PARAMETROS DE CALIDAD

2.1 CARACTERÍSTICAS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO

La siguiente figura muestra en forma resumida la composición de las aguas residuales domésticas

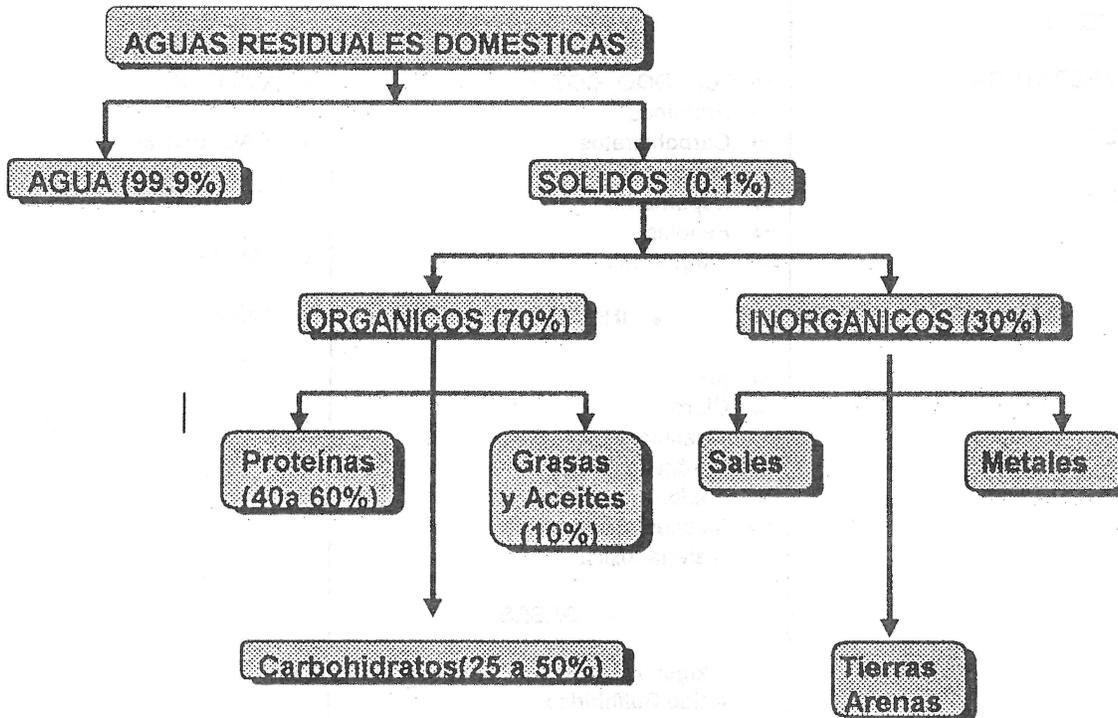


Fig. 2.1 Composición de las Aguas Residuales Domésticas

Las consideraciones para el diseño del tratamiento de las aguas residuales están basadas, en parte, en las características del agua a ser tratada, por lo tanto es importante el conocimiento de sus características físicas, químicas y biológicas.

Las características que con mas frecuencia se estudian para los diseños se presentan en el cuadro 2.1.

El concepto "calidad del agua", se refiere al conjunto de sus características físicas, químicas y biológicas, clasificadas en relación con características modelo definidas, y según su uso definido.

Por ejemplo, si la calidad que se toma como referencia es el agua potable, se podrá establecer una calificación de la aptitud de cualquier muestra para dicho uso. Existen metodologías para obtener "índices de calidad" del agua, comparando el valor de los parámetros físicos, químicos y biológicos de una muestra con los correspondientes a la caracterización de base, por ejemplo los "Índices de Calidad del Agua Residual" y del "Agua Renovada" (ICAR, ICAREN) utilizados por la Dirección de Construcción y Operación Hidráulica del DDF (DGCOH). Sin embargo, siempre es necesario analizar detalladamente los parámetros de una muestra, antes de calificarla como adecuada para un uso o destino particular.

CUADRO 2.1. CARACTERISTICAS O PARAMETROS DE LAS AGUAS RESIDUALES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO

FISICAS	QUIMICAS	BIOLÓGICAS
<ul style="list-style-type: none"> ◆ SOLIDOS ◆ TEMPERATURA ◆ COLOR ◆ OLOR 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ ORGANICAS <ul style="list-style-type: none"> ⇒ DBO, DQO, COT ⇒ Proteínas ⇒ Carbohidratos ⇒ Lípidos ⇒ Espumante ⇒ Fenoles ⇒ Plaguicidas ◆ INORGANICOS <ul style="list-style-type: none"> ⇒ pH ⇒ Cloro ⇒ Alcalinidad ⇒ Nitrógeno ⇒ Fósforo ⇒ Metales pesados ⇒ Materia tóxica ◆ GASES <ul style="list-style-type: none"> ⇒ Oxígeno ⇒ Acido Sulfhídrico ⇒ Metano 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ PLANTAS ◆ ANIMALES ◆ BACTERIAS ◆ PROTOZOOS ◆ VIRUS ◆ HONGOS

Recordemos que se habla de "contaminación del agua" cuando su calidad sufre una transformación que la hace inadecuada para un uso particular. Generalmente el término se aplica en relación con la calidad del "agua natural", aunque no existe una sola calidad de la misma en todo el ambiente natural. Para el análisis del rehusó, basta con referirse a la "aptitud" del agua para cada uso potencial, según la caracterización de parámetros prefijados. Además la calidad del agua experimenta en el medio natural modificaciones debidas a una serie de procesos naturales o ambientales (cuadro 2.2). Los sistemas de tratamiento, en sus procesos unitarios, reproducen en distinto grado los efectos de los procesos naturales o ambientales de depuración.

CUADRO 2.2 PROCESOS AMBIENTALES QUE AFECTAN LA CALIDAD DEL AGUA

CLASIFICACION	PROCESO	DESCRIPCION	PROCESOS UNITARIOS DEL TRATAMIENTO
FISICOQUIMICOS	Fotólisis	Transformación química de compuestos presentes en el agua, al entrar ésta en contacto con la luz, dependiendo de la estructura química de aquéllos.	Procesos biológicos y desinfección.
	Hidrólisis	Interacción de un grupo hidroxilo (-OH) con la estructura de compuestos orgánicos, con la pérdida de un grupo funcional; la velocidad de reacción puede incrementarse con la presencia de un ácido o una base.	Precipitación química, coagulación, floculación y oxidación química.
	Oxidación	Introducción de un átomo de oxígeno en un compuesto químico. En el caso de la materia orgánica carbonácea, puede inducir su descomposición hasta dióxido de carbono y agua.	Mezcla, transferencia de gases, oxidación química, procesos biológicos y desinfección.
	Especiación Química	Dependiendo de sus características, un compuesto puede ser precipitado, adsorbido o absorbido por materia orgánica e inorgánica, permanecer en fase líquida como ión o formar moléculas complejas.	
DE TRANSPORTE	Volatilización	Se presenta en compuestos químicos orgánicos e inorgánicos con alta presión de vapor o baja solubilidad.	Mezcla y transferencia de gases.
	Sorción	Proceso por el cual un componente se transfiere de una fase para acumularse en otra, particularmente cuando la segunda es sólida. Se divide en absorción y adsorción.	Sedimentación, filtración, adsorción, precipitación química, coagulación y procesos biológicos
	*Absorción:	Se produce cuando las moléculas o átomos de una fase penetran uniformemente en otra, formando una solución en ella.	
	*Adsorción:	Es la acumulación de sustancias en una superficie o interfase, ya sea líquido-líquido, gas líquido o líquido-sólido.	
BIOLOGICOS	Bioacumulación	Tendencia de ciertos compuestos químicos a acumularse en especies vivas, especialmente importante en compuestos químicos hidrofóbicos solubles dentro de tejidos grasos o lípidos	Procesos biológicos.
	Biodegradación	Transformación de compuestos químicos en otros más simples, debida a las enzimas propias de organismos vivos, demandantes de energía y carbono.	Procesos biológicos.

CUADRO 2.3 CARACTERISTICAS PROMEDIO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES POR TAMAÑO DE POBLACIÓN

PARAMETROS	TAMAÑO DE POBLACION				
	2500 a 10000	10000 a 20000	20000 a 50000	50000 a 100000	PROMEDIO
♦ pH	7.4	6.9	6.9	7.3	7.1
♦ TEMPERATURA (°C)	25	20	23	22	23
♦ DBO	264	299	254	301	280
♦ DQO	698	719	609	430	614
♦ SS (ml/l)	9	5	8	3	6
♦ GRASAS Y ACEITES	56	44	65	96	65
♦ N-NH ₃	24	28	14	12	20
♦ N-ORGANICO	18	23	23	9	18
♦ N-TOTAL	37	44	30	24	34
♦ FOSFATOS TOTALES	20	24	16	29	22
♦ SAAM	14	11	17	17	15
♦ COLI. TOT. (NMP/100 ml)	7	773	14	107	225
♦ SOLIDOS :					
⇒ TOTALES	1552	1141	1391	932	1254
⇒ TOTALES SUSP.	286	309	233	167	249
⇒ TOTALES DIS.	1266	832	1158	765	1005
⇒ TOTALES VOL.	737	871	449	349	602
⇒ VOLATILES SUSP.	223	192	151	139	176
⇒ VOLATILES DIS.	514	379	298	210	350
⇒ TOTALES FIJOS	815	570	942	583	728
⇒ FIJOS SUSP.	116	145	183	58	126
⇒ FIJOS DIS.	699	425	759	525	602

UNIDADES EN mg/l, EXCEPTO QUE SE INDIQUE DE OTRA FORMA

REFERENCIAS : SRH, SUBSECRETARIA DE PLANEACION, DIRECCION GENERAL DE USO DEL AGUA Y PREVENCION DE LA CONTAMINACION. "SISTEMA ECONOMICO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ADECUADOS A LAS CONDICIONES NACIONALES, SUGUN ETAPA".

2.2 PARAMETROS FISICOS

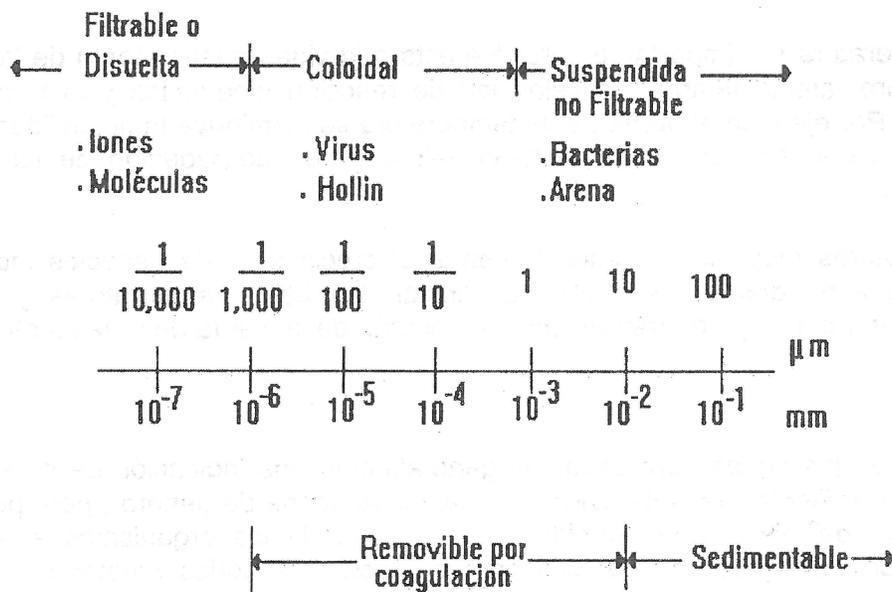


Fig. 2.2 Clasificación y tamaño de partículas encontradas en el agua

SOLIDOS

SOLIDOS TOTALES. El material que arrastran las aguas residuales. Desde el punto de vista analítico los sólidos totales se definen como el residuo que permanece después de haber evaporado el agua entre 103 y 105°C.

SOLIDOS SEDIMENTABLES. Sólidos en suspensión que pueden llegar a sedimentar en condiciones de reposo, debido a la influencia de la gravedad.

SOLIDOS SUSPENDIDOS NO SEDIMENTABLES. Son componentes de los totales, cuyo tamaño es menor de 10 micras (10^{-2}mm).

SOLIDOS DISUELTOS O FILTRABLES. Son componentes de los totales. Comprenden partículas del tamaño de iones y moléculas que pasan por un filtro menor de 10^{-6} mm.

SOLIDOS FIJOS Y VOLATILES, en función a su volatilidad a 600°C, la fracción orgánica se oxida, convirtiéndose en gas (sólidos volátiles) y la orgánica permanece como ceniza. (sólidos fijos).

TEMPERATURA

Es una medida relativa de la cantidad de calor contenida en el agua residual, usualmente la temperatura de las aguas residuales es mayor que la del agua del abastecimiento, ya que recibe calor por los usos.

La temperatura es importante porque afecta a la vida acuática tanto de la fauna como de la flora, afecta también la velocidad de reacción bioquímica y la transferencia de gases. Por ejemplo al aumentar la temperatura se disminuye la solubilidad del oxígeno en el agua y también se aumenta la velocidad de degradación de los compuestos orgánicos.

Temperaturas muy altas pueden fomentar el crecimiento de especies indeseables de plancton y hongos a los cuales los limitan las bajas temperaturas y que podrían incrementar el tiempo de tratamiento o el tamaño de la planta de tratamiento.

COLOR

El color de las aguas domésticas es generalmente una indicación de su edad, el agua residual doméstica presenta color gris cuando se acaba de generar, pero posteriormente se vuelve de color negro, debido a la actividad de los organismos anaerobios, que descomponen la materia orgánica y producen ácido sulfhídrico y metano.

Las aguas residuales industriales pueden contener muchas sustancias colorantes, por ejemplo la industria textil, celulosa y papel, petrolera y petroquímica.

OLOR

Los olores en las aguas residuales son causados por los gases de la descomposición orgánica por la actividad microbiana aerobia, por compuestos industriales y por las reacciones de los componentes cuyo tratamiento es por procesos químicos.

2.3 PARAMETROS QUIMICOS

2.3.1 PARAMETROS QUIMICOS ORGANICOS

La materia orgánica presente en las aguas residuales es de origen animal, vegetal y compuestos sintéticos orgánicos creados por el hombre. Los principales grupos de sustancias orgánicas que se encuentran en las aguas residuales domésticas son las **proteínas** (40 a 60 %), **carbohidratos** (25 a 50%), y **grasas y aceites** (10%). (Ver figura 2.1) Además, las aguas residuales contienen pequeñas cantidades de un gran número de moléculas orgánicas sintéticas, desde simples hasta estructuras extremadamente complejas como son los fenoles, detergentes, plaguicidas, entre otros.

Las **proteínas** son los constituyentes químicos más importantes de la materia viva. Son compuestos cuaternarios en los que predomina el carbón, el oxígeno, el nitrógeno y el hidrógeno (CHON). Se comportarán como ácidos o bases según el pH del medio en que se encuentren, pueden flocular a un pH determinado llamado punto isoeléctrico.

Los **carbohidratos** (glucidos ó azucares) se componen de 3 elementos C.H.O., respondiendo a la fórmula general $C_m (H_2O)_n$ de donde proviene el título de hidratos de carbono.

Como ejemplo citaremos entre los glucidos a la glucosa, el almidón, dextrina, glucógeno, celulosa, etc.

Las **grasas** o lípidos son esterres de ácidos grasos y de alcoholes más ó menos complejos, son sustancias grasosas de bajo punto de fusión. Pueden emulsionarse en el agua en la cual son en general insolubles.

La presencia de materia orgánica biodegradable en los cuerpos receptores reduce la cantidad de oxígeno. La presencia de materia orgánica no degradable o difícilmente degradable, complica el tratamiento de las aguas residuales.

Para facilitar la detección de la materia orgánica usualmente se recurre a medir parámetros indirectos como son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO) y el carbono orgánico total (TOC).

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO. La DBO, o demanda bioquímica de oxígeno, es el parámetro mas usado para estimar el grado de contaminación orgánica en el agua. Su determinación implica medir la variación del oxígeno disuelto en el agua a través del tiempo debido a las reacciones bioquímicas involucradas en el metabolismo microbiano de la materia orgánica.

La DBO del agua residual da una idea de la biodegradabilidad de la materia orgánica, además sirve para calcular la cantidad de oxígeno necesario para estabilizar la materia orgánica mediante un tratamiento biológico, este parámetro se emplea además para medir la eficiencia del tratamiento y en general la DBO es un índice importante de la calidad de los cuerpos de agua, aunque la prueba para su determinación puede durar varios días, lo mas común es tenerla a los 5 días y se indica como DBO_5 .

DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO. Es otro parámetro que permite medir indirectamente el contenido de materia orgánica. El procedimiento se fundamenta en la oxidación de la materia orgánica mediante un oxidante químico fuerte, tal como el dicromato de potasio, en medio ácido, alta temperatura y en presencia de sulfato de plata como catalizador.

La DQO es usualmente mayor que la DBO, ya que son oxidados químicamente una mayor cantidad de sustancias que en la forma bioquímica. Para muchos tipos de desechos la DQO se relaciona con la DBO; cuando se trata de desechos domésticos típicos la DQO es de 1.2 a 1.5 veces mayor que la DBO.

CARBONO ORGANICO TOTAL (COT) o (TOC). El contenido de carbono orgánico total es también una medida indirecta del contenido de materia orgánica. Su determinación se realiza mediante la combustión catalítica de muestras en un horno a alta temperatura y se mide el bióxido de carbono producido que es proporcional a la cantidad de carbono presente en la muestra. El contenido de bióxido de carbono se determina por espectrofotometría de infrarrojo.

2.3.2. PARAMETROS QUIMICOS INORGANICOS.

La presencia y concentración de estas sustancias pueden afectar a los organismos de las aguas receptoras por medio de limitantes del crecimiento o características tróficas. Las algas y plantas microscópicas son capaces de utilizar las sustancias inorgánicas como sustrato en su metabolismo. Los elementos que mayormente se utilizan como metabolitos inorgánicos son carbón, amoníaco-nitrógeno y fósforo. Los nutrientes solos no son desagradables en concentraciones normales; sin embargo si las condiciones naturales lo permiten, son aprovechados para el crecimiento de algas o de otras plantas y causa el aumento de carga orgánica en los cuerpos receptores creando una demanda del recurso oxígeno del agua natural.

Carbón, nitrógeno y fósforo están presentes en las aguas naturales, en formas disponibles para la vida de las plantas. En la mayoría de las aguas naturales, el fósforo está presente en bajas concentraciones, menor que el nitrógeno o el carbono. El fósforo sin embargo se necesita en pequeñas concentraciones para sustentar el crecimiento de las algas. Se han reportado crecimientos indeseables de algas cuando los niveles de fósforo inorgánico se encuentran en los rangos de 0.01 a 0.05 mg/lt. Se requiere nitrógeno en mayores concentraciones que el fósforo para el crecimiento de algas. Dependiendo de las condiciones de la corriente, el carbón inorgánico, el nitrógeno, o el fósforo pueden ser el factor limitante para el crecimiento de algas. Es necesario un estudio cuidadoso del balance de nutrientes y la vida vegetal en los cuerpos de agua, es necesario determinar cual nutriente puede ser removido de las descargas de aguas residuales para retardar en forma mas efectiva el crecimiento de algas.

pH. Es la medida de la acidez o basicidad del agua. Los valores de pH mayores de 7.5 y menores de 6.5 afectan a los organismos involucrados en el tratamiento biológico de las aguas residuales.

ALCALINIDAD. Es la medida del contenido de iones hidróxilo, bicarbonatos y carbonatos. Su efecto es limitante de la actividad biológica.

NITROGENO AMONIACAL. Es un nutriente biológico e interviene en el metabolismo bacteriano.

NITRATOS. Nutrientes biológicos.

FOSFATOS. Nutrientes biológicos.

METALES PESADOS. Indican contaminación industrial. Afectan el metabolismo microbiano por ser tóxicos.

OXIGENO DISUELTO. Es una medida de la actividad biológica. Se requiere para la respiración de organismos aerobios, de importancia en el tratamiento de aguas residuales.

GASES. Los gases que se encuentran comúnmente en las aguas residuales crudas son; hidrógeno, oxígeno, bióxido de carbono, ácido sulfhídrico, amoníaco y metano. Aunque todos deben ser considerados en el diseño de los proceso de tratamiento, se debe poner

atención a las concentraciones de oxígeno, ácido sulfhídrico y metano dentro de las aguas tratadas.

El oxígeno disuelto es necesario para todas las forma aeróbicas de vida aún dentro de las instalaciones o en las aguas receptoras. En ausencia de condiciones aerobias, (condiciones anaerobias), la oxidación proviene de la reducción de sales inorgánicas como los sulfatos, o a través de la formación de bacterias productoras de metano. Los productos finales entre ellos el ácido sulfhídrico son siempre muy desagradables. Para eliminar posibles condiciones molestas en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales y en las aguas naturales que reciben los efluentes, es importante que se mantenga un estado aerobio.

2.4 PARAMETROS BIOLÓGICOS.

Los microorganismos que son de importancia en el tratamiento de aguas residuales son: bacterias, hongos, algas, protozoarios, rotíferos, crustáceos y virus. La degradación de la materia orgánica es el resultado de la vida de los microorganismos.

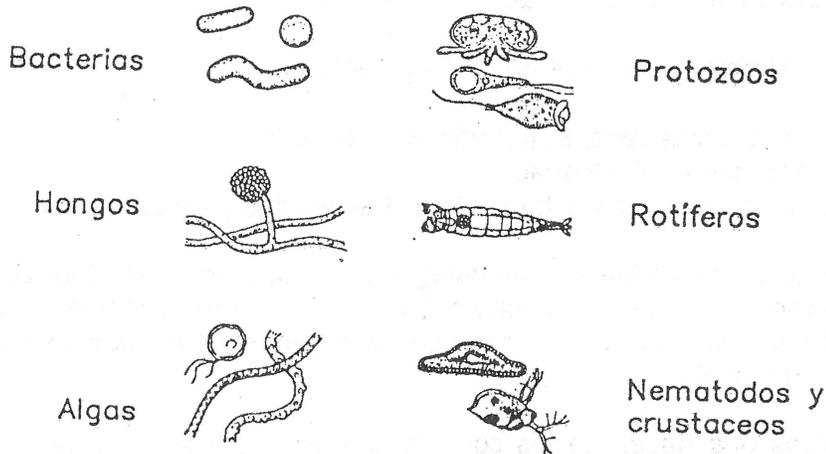


Fig. 2.3 Microorganismos que intervienen en los tratamientos biológicos

BACTERIAS. Son organismos unicelulares microscópicos cuyo tamaño varía de 0.5 a 6 micras, que se alimentan con material orgánico e inorgánico soluble. Conforme a la temperatura, las bacterias pueden ser criófilas, mesófilas y termófilas, el rango en que mejor funcionan se encuentra entre 12 y 18 °C para las primeras, de 25 a 40 °C para las segundas y 55 a 65°C para las terceras.

En función del metabolismo, las bacterias se clasifican en autótrofas y heterótrofas, si la fuente de carbón proviene de sustancias inorgánicas para las autótrofas y de materia orgánica para las heterótrofas.

A su vez dichas bacterias pueden ser aerobias, anaerobia y facultativas, en función de las necesidades de oxígeno para su respiración, así las aerobias requieren oxígeno, las anaerobias no, y las facultativas viven en una y otra condición.

La presencia de organismos patógenos, o sea organismos que pueden causar daño a la salud de los seres humanos, se identifican mediante las bacterias del grupo coliforme y los estreptococos fecales que son los indicadores de contaminación bacteriológica del agua. **Un indicador es un organismo que por su presencia demuestra que ha ocurrido la contaminación.**

GRUPO COLIFORME. Incluye a todas las bacterias aerobias y anaerobias facultativas, gran negativas, no esporuladas, en forma de bacilo corto, que fermentan la lactosa con producción de gas en 24 horas a 35 °C. Este grupo heterogéneo no sólo está presente en las heces humanas, sino que se encuentra en otros ambientes como son aguas negras, aguas dulces superficiales, suelo y vegetación.

En el grupo de coliformes se encuentran las siguientes:

- a) *Escherichia coli*, *E. aureacens*, *E. freundii*, *E. intermedia*.
- b) *Enterobacter aerogenes*, *E. cloacae*.
- c) Intermediarios bioquímicos entre los géneros *Escherichia* y *Enterobacter*.

El grupo coliforme se subdivide en dos categorías: fecal y no fecal. Esta subdivisión se basa en la suposición de que *Escherichia coli* y otras cepas estrechamente relacionadas son de origen fecal, mientras que *Enterobacter aerogenes* y sus relativos más cercanos no son de origen fecal directo.

Las características que hacen de los coliformes buenos indicadores de contaminación son las siguientes:

a) Grupo coliforme total.

1) Ventajas.

- La ausencia de coliformes es una evidencia de la potabilidad bacteriológica del agua.
- La densidad de coliforme es una medida proporcional aproximada de la contaminación por desechos fecales.
- Si están presentes las bacterias patógenas de origen intestinal, las bacterias coliformes deben existir en mayor número, ya que están siempre presentes en el

intestino de humanos y animales de sangre caliente, y se eliminan en gran número por las heces.

- Los coliformes persiste en medio acuático más que las bacterias patógenas de origen intestinal.
- Los coliformes son generalmente menos dañinos al hombre y pueden determinarse cuantitativamente por los procedimientos rutinarios de laboratorio.

2) Desventajas.

- Algunos miembros del grupo coliforme tienen una amplia distribución en el medio ambiente en comparación a su presencia en los intestinos de animales de sangre caliente.
- Algunas cepas del grupo coliforme pueden crecer en aguas contaminadas y por consiguiente esto hace difícil la evaluación de la presencia o grado de contaminación.
- Otras bacterias pueden interferir con la prueba de los coliformes dando resultados falsos positivos o falsos negativos, por ejemplo: *E. aerogenes* o *Pseudomonas*.

b) Grupo coliforme fecal.

1) Ventajas.

- El 95% de los coliformes de origen fecal da positiva la prueba de la temperatura.
- Estos organismos están relativamente ausentes si la contaminación no es de origen fecal.
- El tiempo de supervivencia del grupo coliforme fecal en aguas es más corto que el de los coliformes no fecales. Por consiguiente una densidad alta de coliformes fecales indica una contaminación relativamente reciente.
- Los coliformes fecales generalmente no se multiplican fuera de los intestinos de los animales de sangre caliente.

2) Desventajas.

- Un número pequeño de coliformes fecales da negativa la prueba de la temperatura.
- Actualmente se conoce poco acerca de la supervivencia relativa de los coliformes fecales y de las bacterias patógenas entéricas en aguas contaminadas.

Grupo de los estreptococos fecales. Indican una contaminación peligrosa y demuestran que ha ocurrido recientemente, ya que en aguas no contaminadas nunca se encuentran. Son característicos de la contaminación fecal y están presentes en las heces humanas y de animales de sangre caliente. Se definen como: "Cocos gran +", que forman generalmente pares ó cadenas cortas, crecen en presencia de sales biliares, se pueden multiplicar y desarrollar a 45 °C, producen ácido pero no gas cuando fermentan manitol y la lactosa, no fermentan la rafinosa ni reducen los nitratos a nitritos, producen ácido en leche tornasolada precipitando la caseína, resistentes al calor, a condiciones alcalinas y a elevadas concentraciones de sales.

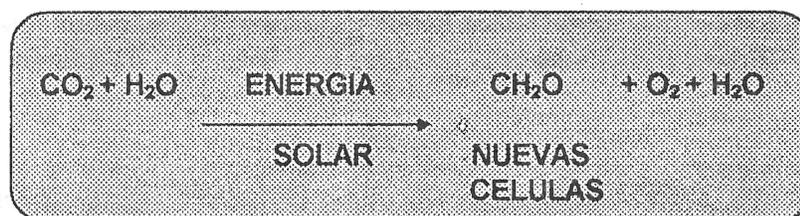
Ventajas y desventajas de los análisis de estreptococos fecales.

- Viven menos tiempo en el medio acuático que el grupo de coliformes, excepto cuando el agua tiene un contenido elevado de electrólitos como son las aguas de riego.
- No se reproducen con tanta frecuencia como los coliformes, ya que requieren mayor número de nutrientes.
- Desarrollan resistencia a los proceso de cloración del agua, mientras que los coliformes son más susceptibles a la desinfección por cloración.
- La relación CF/EF (coliformes fecales/estreptococos fecales) nos indica que: si es mayor de 4.0 la contaminación es de origen fecal humano, y si la relación es menor de 0.7 el origen de la contaminación es fecal no humana.

El análisis bacteriológico del agua se determina mediante la prueba de Tubos Múltiples, teniendo como resultado el número más probable de bacterias coliformes por cada 100 ml. (NMP/100 ml), también se utiliza el método de filtro de membrana.

HONGOS. Son organismos multicelulares no fotosintéticos (su fuente de energía es diferente a la solar) y heterótrofos. La mayoría de los hongos son aerobios estrictos y tienen la propiedad de vivir a niveles de pH muy bajos, del orden de 2 unidades y altos cercanos a 9. lo cual les hace ser importantes en el tratamiento de desechos industriales y en la digestión o composteo de desechos sólidos.

ALGAS. Son organismos unicelulares o multicelulares, autótrofos y fotosintéticos. Esta última propiedad tiene importancia en el tratamiento de aguas residuales, mediante lagunas de estabilización aerobias, puesto que en la reacción de fotosíntesis se forma oxígeno, según la siguiente ecuación:



PROTOZOARIOS. Son organismos microscópicos usualmente unicelulares. Son en su mayoría aeróbicos, heterótrofos y utilizan las bacterias como fuente de energía al ingerirlas, con lo cual ejercen una acción de pulimento en los proceso biológicos.

ROTÍFEROS. Son organismos aeróbicos, heterótrofos y multicelulares. Son muy efectivos en el consumo de bacterias dispersas y pequeñas partículas de materia orgánica. Su presencia indica una alta eficiencia de remoción en los proceso aeróbicos biológicos.

CRUSTÁCEOS. También son organismos aeróbicos, heterótrofos y multicelulares; indican efluentes con bajos contenidos de materia orgánica y altas concentraciones de oxígeno disuelto.

VIRUS. Son organismos de tamaño menor, que sólo pueden verse con el microscopio electrónico. Son parásitos obligados que requieren de un huésped (célula) para vivir y reproducirse. Dado que algunos virus producen enfermedades y son excretados con la materia fecal humana, se requiere eliminarlos usualmente mediante cloración de los efluentes de las plantas de tratamiento.

2.5 DESCRIPCIÓN DE LOS PRINCIPALES PARAMETROS

Los parámetros físicos, químicos y biológicos, tal como se han mencionado presentan características específicas y algunos son útiles como indicadores de contaminación reciente o del grado de avance en los procesos naturales o inducidos de purificación, ya sea por su presencia o ausencia (ver cuadro 2.4)

CUADRO 2.4 PRINCIPALES PARAMETROS DE CALIDAD DEL AGUA.

PARAMETRO	UNIDAD	DESCRIPCION.
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	mg/l	Cantidad de oxígeno requerida por la materia orgánica disuelta para su descomposición
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/l	Cantidad de oxígeno requerida para la oxidación de toda la materia oxidable, incluyendo materia orgánica e inorgánica.
Oxígeno Disuelto	mg/l	Oxígeno molecular disuelto en el agua, indispensable para la supervivencia de la mayoría de los organismos aerobios.
Coliformes Fecales y Totales	NMP/100 ml	Grupo de bacterias que tienen su desarrollo en el conducto intestinal de los humanos; su presencia indica contaminación fecal y, posiblemente, por bacterias patógenas.
Sustancias activas al azul de metileno (saam)	mg/l	(Detergentes) Sustancias solubles que abaten la tensión superficial, desintegran las partículas aglomeradas y emulsifican las grasas. Pueden ser inhibitorias de los procesos biológicos de tratamiento.
Nitrógeno de Nitritos y Nitratos	mg/l	El primero representa una etapa intermedia de oxidación; el nitrógeno de nitratos es el producto final de la oxidación del nitrógeno.
Nitrógeno Amoniacal	mg/l	Junto con el nitrógeno orgánico integra el nitrógeno total que, aun cuando es un nutriente bioestimulante que beneficia los procesos biológicos, puede causar eutroficación en cuerpos receptores. Se encuentra como sales de amoníaco o como amoníaco libre; en el agua residual indica contaminación reciente con productos nitrogenados.
Fosfatos Totales	mg/l	El fósforo es un nutriente que también puede estimular el crecimiento de algas; proviene de la excreción humana y de los detergentes.
Grasas y Aceites	mg/l	Incluyen grasas de origen vegetal, animal y derivados del petróleo; pueden causar obstrucciones en las líneas de conducción, formación de natas o inhibición del desarrollo de poblaciones bacterianas.
Conductividad	µS/cm	Se relaciona con la concentración de sólidos disueltos, y es proporcional al pH, la turbiedad y el color.
Alcalinidad	mg/l	La acidez y la alcalinidad miden la capacidad de la muestra para reaccionar con los iones oxhidrilos y los iones hidrógeno, respectivamente. Se dividen en alcalinidad a la fenolftaleína y al anaranjado de metilo o total. Se expresa en mg/l como CaCO ₃ . Ayuda a amortiguar los cambios en el pH, aunque puede ser perjudicial para los procesos biológicos y causar problemas por incrustaciones en los conductos.
Dureza Total	mg/l	Propiedad debida a la presencia de iones metálicos de calcio y magnesio, principalmente, además del fierro y el estroncio; evita que el jabón haga espuma y produce incrustaciones en los sistemas de agua caliente. Causa desventajas económicas, aunque no representa un riesgo para la salud.
Potencial Hidrógeno (pH)	unidades	Es el logaritmo común negativo de la actividad del ion hidrógeno. Es una medida del equilibrio ácido-base de compuestos disueltos.
Color	unidades	El color aparente indica la presencia de sustancias disueltas y suspendidas en el agua; si las segundas son removidas, se dice que el color es verdadero. Para su determinación existen métodos colorimétricos visuales e instrumentales.
Sólidos Sedimentables	ml/l	Los sólidos presentes en el agua se dividen en sedimentables, disueltos y suspendidos. Los sedimentables se miden mediante su decantación en un cilindro de un litro. También se pueden medir en un cono irahoff.
Sólidos Disueltos, Suspendidos, Fijos y Volátiles	mg/l	Los disueltos se deben a materia soluble y los suspendidos son partículas discretas que se retienen en un filtro. Cada uno se divide, a su vez, en sólidos fijos, que son aquellos que quedan después de la calcinación de la muestra, y volátiles, el resto del peso original de la misma; son un índice del contenido de materia mineral y orgánica, respectivamente.
Metales Pesados	mg/l	Algunos metales tienen efectos tóxicos sobre la materia viva, aun en concentraciones mínimas. Los principales son el plomo, el manganeso, el cromo hexavalente, el cadmio y el mercurio.
Turbiedad TU	unidades	La turbiedad es la prioridad que impide la penetración de la luz en la muestra. En campo se mide con el disco de secchi o con un alambre de platino; en laboratorio, con el turbidímetro de jackson o mediante técnicas nefelométricas. Tiene relación directa con la materia sólida presente en el agua.
Cloruros	mg/l	Son sustancias inorgánicas presentes en la orina, no removibles en procesos biológicos. Indican posible infiltración de agua salobres o, en combinación con nitritos, nitratos y amoníaco, contaminación de las aguas residuales.

NOTA: Número más probable = NMP
Unidades de turbiedad = UT

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 3 NORMATIVIDAD BASICA PARA EL MANEJO DE LAS AGUAS RESIDUALES

3.1 ANTECEDENTES

3.2 JERARQUIA DE LAS LEYES

3.3 NORMATIVIDAD VIGENTE

- . CONSTITUCION POLITICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
- . LEY GENERAL DE SALUD
- . LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLOGICO Y LA PROTECCION DEL AMBIENTE
- . LEY DE AGUAS NACIONALES
- . REGLAMENTO DE LA LEY GENERAL DE SALUD
- . REGLAMENTO DE LA LEY DE AGUAS NACIONALES
- . NORMAS OFICIALES MEXICANAS 01, 02, 03 ECOL

3.1 ANTECEDENTES

En México, el Código Sanitario de los Estados Unidos Mexicanos del año de 1955, ya contemplaba el problema de la contaminación de las aguas e indicaba acciones para proteger la salud de los habitantes de nuestro país.

Posteriormente, la Secretaría de Salubridad y Asistencia logró en 1972 que se promulgara la Ley Federal para prevenir y controlar la contaminación; basado en esta Ley se expidió el "Reglamento para prevenir y controlar la contaminación de las aguas", el que actualmente sigue vigente con algunas modificaciones, como parte de la actual Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección del Ambiente, que junto con la Ley de Aguas Nacionales son las que actualmente rigen la política ambiental.

3.2 JERARQUIA DE LAS LEYES

CONSTITUCION POLITICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS		⇒ ART. 4o. SALUD ⇒ ART. 27 AGUAS PROPIEDAD NACIONAL ⇒ ART. 73 CONSEJO DE SALUBRIDAD ⇒ ART. 115 MUNICIPIOS	
LEYES	FEDERALES	AGUAS NACIONALES	ART. 85 AL 96
	GENERALES	⇒ EQUILIBRIO ECOLOGICO Y PROTECCION DEL AMBIENTE ⇒ SALUD	ART. 117 AL 133 ART. 116, 118 Y 122
REGLAMENTOS		⇒ AGUAS NACIONALES ⇒ PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DEL AGUA ⇒ ESTABLECIMIENTOS Y SERVICIOS	ART. 133 al 156 ART. 5 al 29 ART. 1335 al 1346
<ul style="list-style-type: none"> • CRITERIOS • NORMAS OFICIALES MEXICANAS (NOM) • NORMAS MEXICANAS (NMX) 		⇒ CALIDAD DEL AGUA ⇒ DESCARGAS, MUESTREO AGUA POTABLE	001-002-003-004-005 (ECOL)

En nuestro país, la normatividad tiene su origen en nuestra Carta Magna, la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, la que en sus artículos 4o. (protección de la salud), 27 (Propiedad, cuidado y conservación de las aguas y recursos nacionales) y 73, fracc. XVI (Consejo de Salubridad General) norma la política ambiental a seguir para proteger la salud y el ambiente; además en su Artículo 115 da la responsabilidad a los Municipios del manejo de las aguas residuales en las poblaciones, ya que según los juristas, las aguas que maneja el municipio (agua potable en los sistemas y las aguas residuales en el Alcantarillado) son las únicas que no son de jurisdicción federal.

De los anteriores Artículos de la Constitución se deriva la Ley Federal de Aguas Nacionales por ser propiedad de la nación y las Leyes Generales en lo que respecta a la salud y al ambiente, donde además de la federación, participan los Estados y los Municipios.

De las leyes se derivan los Reglamentos, así tenemos el Reglamento de las Aguas Nacionales; el Reglamento para Prevenir y Controlar la Contaminación de las Aguas donde se establecen las características de los cuerpos de agua y el Reglamento de la Ley General de Salud en Relación a productos, establecimientos y servicios.

De los Reglamentos se derivan las Normas Oficiales Mexicanas como son en este caso las que establecen las características de las descargas a los cuerpos receptores y otras que determinan las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua potable.

Además se tienen las Normas Mexicanas, que aunque no son obligatorias, si sirven como guías que uniformizan acciones.

3.3 NORMATIVIDAD VIGENTE

CONSTITUCION POLITICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

ART. 4o.- Toda persona tiene derecho a la protección de la salud

ART. 27.- La propiedad de las tierras y aguas comprendidas dentro de los límites del territorio nacional corresponde originalmente a la nación, la cual ha tenido y tiene el derecho de transmitir el dominio de ellas a los particulares, constituyendo la propiedad privada.

Son propiedad de la nación las aguas de los mares; las aguas marinas interiores; las de las lagunas y esteros; las de los lagos interiores; las de los ríos y sus afluentes directos e indirectos; las aguas del subsuelo.

ART. 73 .- El Congreso tiene facultad:

FRACC. XVI Para dictar leyes sobre salubridad general de la República.

1o. El Consejo General de Salubridad dependerá directamente del Presidente de la República, sin intervención de ninguna Secretaría de Estado y sus disposiciones generales serán obligatorias en el país.

.....

3o. Las medidas que el Consejo haya puesto en vigor ... así como las adoptadas para prevenir y controlar la contaminación, serán después revisadas por el Congreso de la Unión en los casos que le competen.

ART. 115.-

FRACCION. III. Los municipios, con el concurso de los estados cuando así fuere necesario y lo determinen las leyes, tendrán a su cargo los siguientes servicios públicos.

- a) Agua Potable y Alcantarillado
- b) Alumbrado Público
- c) Limpia
- d) Mercados y Centrales de abasto
- e) Panteones
- f) Rastro
- g) Calles, parques y jardines
- h) Seguridad pública y tránsito
- i) Las demás que las legislaturas locales determinan según las condiciones territoriales y socio-económicas de los municipios, así como su capacidad administrativa y financiera.

LEY GENERAL DE SALUD (7 Febrero, 1984)

CAPITULO IV.- Efectos del Ambiente en la Salud

ART. 116 .- Las autoridades sanitarias establecerán las normas, tomarán medidas y realizarán las actividades a que se refieren esta Ley tendientes a la protección de la salud humana ante los riesgos y daños dependientes de las condiciones del ambiente.

ART. 118.- Corresponde a la Secretaría de Salud.

- I. Determinar los valores de concentración máxima permisible para el ser humano de contaminantes en el ambiente.
- II. Emitir las normas técnicas a que deberá sujetarse el tratamiento del agua para uso y consumo humano.
- III. Establecer criterios sanitarios para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales, para evitar riesgos y daños a la salud pública.
- IV. Apoyar el saneamiento básico.
- V. Asesorar en criterios de ingeniería sanitaria de obras públicas y privadas para cualquier uso.

ART. 122.- Queda prohibida la descarga de aguas residuales o contaminantes en cualquier cuerpo de agua superficial o subterráneo, cuyas aguas se destinen para uso o consumo humano.

Los usuarios que aprovechen en su servicio aguas que posteriormente serán utilizadas para uso o consumo de la población, estarán obligados a darles el tratamiento correspondiente a fin de evitar riesgos para la salud humana, de conformidad con las disposiciones aplicables.

LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLOGICO Y PROTECCION AL AMBIENTE (1° Marzo, 1988)

CAPITULO II.- Prevención y Control de la Contaminación del Agua y de los Ecosistemas Acuáticos.

ART. 117.- Para la prevención y control de la contaminación del agua se considerarán los siguientes criterios:

IV. Las aguas residuales de origen urbano deben recibir tratamiento previo a su descarga en ríos, vasos, cuencas marinas y demás depósitos o corrientes de agua, incluyendo las aguas del subsuelo.

ART. 118.- Los criterios para la prevención y control de la contaminación del agua serán considerados en:

- I. El establecimiento de criterios sanitarios para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales, para evitar riesgos y daños a la salud pública.
- II. La formulación de las normas técnicas que deberá satisfacer el tratamiento del agua para el uso y consumo humano.

ART. 119.- Para la prevención y control de la contaminación del agua corresponderá:

I. **A la Secretaría:**

- a) Expedir, en coordinación con la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, y las demás autoridades competentes, las normas técnicas para el vertimiento de aguas residuales en redes colectoras, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua, así como infiltrarlas en terrenos;
- b) Emitir los criterios, lineamientos, requisitos y demás condiciones que deban satisfacerse para regular el alejamiento, la explotación, uso o aprovechamiento de aguas residuales, a fin de evitar contaminación que afecte el equilibrio de los ecosistemas o a sus componentes, y en su caso, en coordinación con la Secretaría de salud, cuando se ponga en peligro la salud pública;
- c) Expedir las normas técnicas ecológicas a las que se sujetará el almacenamiento de aguas residuales, con la intervención que en su caso compete a otras dependencias;
- d) Dictaminar las solicitudes de permisos para infiltrar o descargar aguas residuales en terrenos o cuerpos distintos de los alcantarillados;
- e) Fijar condiciones particulares de descarga cuando se trate de aguas residuales generadas en bienes y zonas de jurisdicción federal y de aquellas vertidas directamente en aguas de propiedad nacional;
- f) Fijar condiciones particulares de descarga a quienes generen aguas residuales captadas por sistemas de alcantarillado, cuando dichos sistemas viertan sus aguas en cuencas, ríos, cauces, vasos y demás depósitos o corrientes de aguas de propiedad nacional, sin observar las normas técnicas ecológicas o, en su caso, las condiciones particulares de descarga que hubiese fijado la Secretaría;

- g) Promover el reuso de aguas residuales tratadas en actividades agrícolas e industriales;
- h) Determinar los procesos de tratamiento de las aguas residuales, considerando los criterios sanitarios que en materia de salud pública emita la Secretaría de Salud, en función del destino de esas aguas y las condiciones del cuerpo receptor, que serán incorporados con los convenios que celebre el Ejecutivo Federal para la entrega de agua en bloque a sistemas usuarios o a usuarios, conforme a la Ley Federal de Aguas;
- i) Resolver sobre las solicitudes de autorización para el establecimiento de plantas de tratamiento y sus descargas conjuntas, cuando dichas descargas contaminantes provengan de dos o más obras, instalaciones o industrias de jurisdicción federal, tomando en consideración los criterios sanitarios establecidos por la Secretaría de Salud. Esta autorización únicamente podrá otorgarse cuando los efectos en las cuencas de aguas nacionales lo permitan, conforme a los usos determinados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; y
- j) Promover la incorporación de sistemas de separación de las aguas residuales de origen doméstico de aquellas de origen industrial en los drenajes de los centros de población, así como la instalación de plantas de tratamiento para evitar la contaminación de aguas.

II. A la Secretaría, en coordinación con la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y la de Salud:

- a) Expedir las normas técnicas ecológicas para el uso o aprovechamiento de aguas residuales;
- b) Emitir opinión a la que deberá sujetarse la programación y construcción de nuevas industrias que puedan producir descargas contaminantes de aguas residuales, así como de las obras e instalaciones conducentes a purificar las aguas residuales de procedencia industrial en los casos de jurisdicción federal; y
- c) Expedir las normas técnicas ecológicas que deberán observarse para el tratamiento de aguas residuales de origen urbano que se destinen a la industria y a la agricultura. Para el ejercicio de esta atribución, dichas dependencias tomarán como base los estudios de la cuenca y sistemas correspondientes.

III. A la Secretaría de Agricultura y Recursos hidráulicos, resolver sobre las solicitudes de concesión, permiso o autorización que se formulen para la explotación, uso o aprovechamiento de aguas residuales, considerando los criterios y lineamientos, para la preservación del equilibrio ecológico;

IV. A la Secretaría, expedir normas técnicas sobre la ejecución de obras relacionadas con el alejamiento, tratamiento y destino de las aguas residuales conducidas o no, por sistemas de alcantarillado, considerando los criterios establecidos por la Secretaría de Salud; y

V. A los estados y municipios:

- a) El control de las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado;
- b) Requiere a quienes generen descargas a dichos sistemas y no satisfagan las normas

- técnicas ecológicas que se expidan, la instalación de sistemas de tratamiento;
- c) Determinar el monto de los derechos correspondientes para que el municipio o autoridad estatal respectiva pueda llevar a cabo el tratamiento necesario, y en su caso, proceder a la imposición de las sanciones a que haya lugar; y
 - d) Llevar y actualizar el registro de las descargas a las redes de drenaje y alcantarillado que administren, el que será integrado al registro nacional de descargas a cargo de la Secretaría.

ART. 120.- Para evitar la contaminación del agua, quedan sujetos a regulación federal o local:

- I. Las descargas de origen industrial;
- II. Las descargas de origen municipal y mezcla incontrolada con otras descargas;
- III. Las descargas derivadas de actividades agropecuarias;

ART. 121.- No podrán descargarse o infiltrarse en cualquier cuerpo o corriente de agua o en el suelo o subsuelo, aguas residuales que contengan contaminantes, sin previo tratamiento y el permiso o autorización de la autoridad federal, o de la autoridad local en los casos de descargas en aguas de jurisdicción local o a los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población.

ART. 122.- Las aguas residuales provenientes de usos municipales, públicos o domésticos y las de usos industriales o agropecuarios que se descarguen en los sistemas de alcantarillado de las poblaciones o en las cuencas, ríos, cauces, vasos y demás depósitos o corrientes de agua, así como las que por cualquier medio se infiltren en el subsuelo, y en general, las que se derramen en los suelos, deberán reunir las condiciones necesarias para prevenir:

- I. Contaminación de los cuerpos receptores;
- II. Interferencias en los procesos de depuración de las aguas; y
- III. Trastornos, impedimentos o alteraciones en los correctos aprovechamientos, o en el funcionamiento adecuado de los sistemas, y en la capacidad hidráulica en las cuencas, cauces, vasos, mantos acuíferos y demás depósitos de propiedad nacional, así como de los sistemas de alcantarillado.

ART. 123.- Todas las descargas en las redes colectoras, ríos, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua y los derrames de aguas residuales en los suelos o su infiltración en terrenos, deberán satisfacer las normas técnicas ecológicas que para tal efecto se expidan, y en su caso, las condiciones particulares de descarga que determine la Secretaría o las autoridades locales. Corresponderá a quien genere dichas descargas, realizar el tratamiento previo requerido.

ART. 125.- La Secretaría, considerando los criterios sanitarios que en materia de salubridad general establezca la Secretaría de Salud, así como los usos de las cuencas de aguas nacionales determinados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, determinará las condiciones particulares de descarga y los sistemas de tratamiento que deberán instalar las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal, para descargar aguas

residuales.

ART. 126.- Los equipos de tratamiento de las aguas residuales de origen urbano que diseñen, operen o administren los municipios, las autoridades estatales, o el Departamento del Distrito Federal, deberán cumplir con las normas técnicas ecológicas que al efecto se expidan.

ART. 127.- La Secretaría, y las Secretarías de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de Salud, emitirán opinión, con base en los estudios de la cuenca y sistemas correspondientes, para la programación y construcción de obras e instalaciones de purificación de aguas residuales de procedencia industrial.

ART. 128.- Las aguas residuales provenientes del alcantarillado urbano podrán utilizarse en la industria y en la agricultura, si se someten en los casos que se requiera al tratamiento que cumpla con las normas técnicas emitidas por la Secretaría, en coordinación con las Secretarías de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de Salud.

LEY DE AGUAS NACIONALES (1o. Diciembre, 1992)

TITULO SEPTIMO

PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DE LAS AGUAS

Capítulo Unico

ART. 85.- Es de interés público la promoción y ejecución de las medidas y acciones necesarias para proteger la calidad del agua, en los términos de ley.

ART. 86.- "La Comisión" tendrá a su cargo:

- III. Establecer y vigilar el cumplimiento de las condiciones particulares de descarga que deben satisfacer las aguas residuales que se generen en bienes y zonas de jurisdicción federal; de aguas residuales vertidas directamente en aguas y bienes nacionales, o en cualquier terreno cuando dichas descargas puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos; y en los demás casos previstos en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente;
- IV. Autorizar, en su caso, el vertido de aguas residuales en el mar, y en coordinación con la Secretaría de Marina cuando provengan de fuentes móviles o plataformas fijas;
- V. vigilar, en condiciones con la demás autoridades competentes, que el agua suministrada para consumo humano cumpla con las normas de calidad correspondientes, y que el uso de las aguas residuales cumpla con las normas de calidad del agua emitidas para tal efecto;
- VI. Promover o realizar las medidas necesarias para evitar que basura, desechos, materiales y sustancias tóxicas, y lodos producto de los tratamientos de aguas residuales, contaminen las aguas superficiales o del subsuelo y los bienes que señala el artículo 113; y

Ejercer las atribuciones que corresponden a la Federación en materia de prevención y control de la contaminación del agua y de su fiscalización y sanción, en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, salvo que corresponda a otra dependencias conforme a la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal.

ART. 87.- "La Comisión" determinará los parámetros que deberán cumplir las descargas, la capacidad de asimilación y dilución de los cuerpos de aguas nacionales y las cargas de contaminantes que éstos pueden recibir, así como las metas de calidad y los plazos para alcanzarlas, mediante la expedición de Declaratorias de Clasificación de los Cuerpos de Aguas Nacionales, las cuales se publicarán en el Diario Oficial de la Federación, lo mismo que sus modificaciones, para su observancia.

ART. 88.- Las personas físicas o morales requieren permiso de "La Comisión" para descargar en forma permanente, intermitente o fortuita aguas residuales en cuerpos receptores que sean aguas nacionales o demás bienes nacionales, incluyendo aguas marinas, así como cuando se infiltren en terrenos que sean bienes nacionales o en otros terrenos cuando puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos.

"La Comisión" mediante acuerdos de carácter general por cuenca, acuífero, zona, localidad o por usos podrá sustituir el permiso de descarga de aguas residuales por un simple aviso.

El control de las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje o alcantarillado de los centros de población, corresponde a los municipios, con el concurso de los estados cuando así fuere necesario y lo determinen las leyes.

ART. 89.- "La Comisión", para otorgar los permisos deberá tomar en cuenta la clasificación de los cuerpos de aguas nacionales a que se refiere el artículo 87, las normas oficiales mexicanas correspondientes y las condiciones particulares que requiera cumplir la descarga.

"La Comisión" deberá contestar la solicitud de permiso de descarga presentada en los términos del reglamento, dentro de los sesenta días hábiles siguientes a su admisión. En caso de que no se conteste dentro de dicho lapso, estando integrado debidamente el expediente el solicitante podrá efectuar las descargas en los términos solicitados, lo cual no será obstáculo para que "La Comisión" expida el permiso de descarga al que se deberá sujetar el permisionario cuando considere que se deben de fijar condiciones particulares de descarga y requisitos distintos a los contenidos en la solicitud.

Cuando el vertido o descarga de las aguas residuales afecten o puedan afectar fuentes de abastecimiento de agua potable o a la salud pública, "La Comisión" lo comunicará a la autoridad competente y dictará la negativa del permiso correspondiente o su inmediata revocación y, en su caso, la suspensión del suministro del agua en tanto se eliminan estas anomalías.

ART. 90.- "La Comisión" en los términos del reglamento expedirá el permiso de descarga de aguas residuales, en el cual se deberá precisar por lo menos la ubicación y descripción de la descarga en cantidad y calidad, el régimen al que se sujetará para prevenir y controlar la contaminación del agua y la duración del permiso.

ART. 91.- La infiltración de aguas residuales para recargar acuíferos, requiere permiso de "La Comisión" deberá ajustarse a las normas oficiales mexicanas que al efecto se emitan.

ART. 92.- "La Comisión", en el ámbito de su competencia, podrá ordenar la suspensión de las actividades que den origen a las descargas de aguas residuales:

- I. Cuando no se cuente con el permiso de descarga de aguas residuales en los términos de esta Ley;
- II. Cuando la calidad de las descargas no se sujete a las normas oficiales mexicanas correspondientes, a las condiciones particulares de descarga o a lo dispuesto en esta ley y su reglamento;
- III. Cuando se deje de pagar el derecho por el uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales; o
- IV. Cuando el responsable de la descarga utilice el proceso de dilución de las aguas residuales para tratar de cumplir con las normas oficiales mexicanas respectivas o las condiciones particulares de descarga.

REGLAMENTO DE LA LEY DE AGUAS NACIONALES

TITULO SEPTIMO

PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DE LAS AGUAS

Capitulo Unicos

ARTICULO 133 .- Para los efectos de las fracciones IV, V VII, del artículo 86 de la "Ley", "La Comisión" ejercerá las facultades que corresponden a la autoridad federal en materia de prevención y control de la contaminación del agua, conforme a lo establecido en la propia "Ley" y en este "Reglamento", así como en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, excepto aquellas que conforme a la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal y otras disposiciones legales, estén atribuidas a otra dependencia.

ARTICULO 134 .- Las personas físicas o morales que exploten, usen o aprovechen aguas en cualquier uso o actividad, están obligadas, bajo su responsabilidad y en los términos de ley, a realizar las medidas necesarias para prevenir su contaminación y en su caso para reintegrarlas en condiciones adecuadas, a fin de permitir su autorización posterior en otras actividades o usos y mantener el equilibrio de los ecosistemas.

ARTICULO 135 .- Las personas físicas o morales que afectúen descargas de aguas residuales a los cuerpos receptores a que se refiere la "Ley", deberán :

- I. Contar con el permiso de descarga de aguas residuales que les expida "La Comisión", o en su caso, presentar el aviso respectivo a que se refiere la "Ley" y este "Reglamento";
- II. Tratar las aguas residuales previamente a su vertido a los cuerpos receptores, cuando esto sea necesario para cumplir con las obligaciones establecidas en el permiso de descarga correspondiente;
- III. Cubrir, cuando proceda, el derecho federal por el uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas

residuales;

- IV. Instalar y mantener en buen estado, los dispositivos de aforo y los accesos para muestreo que permitan verificar los volúmenes de descarga y las concentraciones de los parámetros previstos en los permisos de descarga;
- V. Informar a la "Comisión" de cualquier cambio en sus procesos, cuando con ellos se ocasionen modificaciones en las características o en los volúmenes de las aguas residuales que hubieran servido para expedir el permiso de descarga correspondiente;
- VI. Hacer del conocimiento de "La Comisión", los contaminantes presentes en las aguas residuales que generen por causa del proceso industrial o del servicio que vienen operando, y que no estuvieran considerados originalmente en las condiciones particulares de descarga que se les hubieran fijado;
- VII. Operar y mantener por sí o por terceros las obras e instalaciones necesarias para el manejo y, en su caso, el tratamiento de las aguas residuales, así como para asegurar el control de la calidad de dichas aguas antes de su descarga a cuerpos receptores;
- VIII. Sujetarse a la vigilancia y fiscalización que para el control y prevención de la calidad del agua establezca "La Comisión", de conformidad con lo dispuesto en la "Ley" y el "Reglamento";
- IX. Llevar un monitoreo de la calidad de las aguas residuales que descarguen o infiltren en los términos de ley y demás disposiciones reglamentarias;
- X. Conservar al menos durante tres años el registro de la información sobre el monitoreo que realicen, en los términos de las disposiciones jurídicas, normas, condiciones y especificaciones técnicas aplicables, y
- XI. Las demás que señalen las leyes y disposiciones reglamentarias.

Las descargas de aguas residuales de uso doméstico que no formen parte de un sistema municipal de alcantarillado, se podrán llevar a cabo con sujeción a las normas oficiales mexicanas que al efecto se expiden y mediante un simple aviso.

ARTICULO 136.- En los permisos de descarga de las aguas residuales de los sistemas públicos de alcantarillado y drenaje, además de lo dispuesto en el artículo anterior, se deberá señalar la forma conforme a lo dispuesto en la ley para efectuar :

- I. El registro, monitoreo continuo y control de las descargas de aguas residuales que se vierten a las redes públicas de alcantarillado;
- II. La verificación del estado de conservación de las redes públicas de alcantarillado con el fin de detectar y corregir, en su caso, las posibles fugas que incidan en la calidad de las aguas subterráneas subyacentes y en la eventual contaminación de las fuentes de abastecimiento de agua, y
- III. El monitoreo de la calidad del agua que se vierte a las redes públicas de alcantarillado, con objeto de detectar la existencia de materiales o residuos peligrosos que por su corrosividad, toxicidad, explosividad, reactividad o inflamabilidad pueden representar grave riesgo al ambiente, a las personas o sus bienes.

Las personas que descarguen aguas residuales a las redes de drenaje o alcantarillado, deberán

cumplir con las normas oficiales mexicanas expedidas para el pretratamiento y, en su caso, con las condiciones particulares de descarga que emita el Municipio o que se emitan conforme al artículo 119, fracción I, inciso f) de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

ARTICULO 137 .- Es responsabilidad de los usuarios del agua y de todos los concesionarios

a que se refiere el Capítulo II, del Título Sexto de la "Ley", incluidas las unidades y los distritos de riego, cumplir con las normas oficiales mexicanas y en su caso con las demás condiciones particulares de descarga, para la prevención y control de la contaminación extendida o dispersa que resulte del manejo y aplicación de substancias que puedan contaminar la calidad de las aguas nacionales y los cuerpos receptores.

"La Comisión" promoverá y realizará, en su caso, las acciones y medidas necesarias, y se coordinará con las autoridades competentes para la expedición de las normas oficiales mexicanas que se requieran para hacer compatible el uso del suelo con los objetivos de prevención y control de la contaminación de las aguas y bienes nacionales. En la fijación de normas oficiales mexicanas para el uso del suelo, que puedan afectar aguas nacionales, se deberá recabar la opinión técnica de "La Comisión".

ARTICULO 138 .- Las solicitudes de permiso de descarga de aguas residuales que se presenten a "La Comisión", deberán contener :

- I. Nombre, domicilio y giro o actividad de la persona física o moral que realice la descarga;
- II. Relación de insumos utilizados en los procesos que generan las descargas de aguas residuales y de otros insumos que generen desechos que se descarguen en los cuerpos receptores;
- III. Croquis y descripción de los procesos que dan lugar a las descargas de aguas residuales;
- IV. Volumen y régimen de los distintos puntos de descarga, así como la caracterización físico-química y bacteriológica de las descargas;
- V. Nombre y Ubicación del cuerpo o cuerpos receptores;
- VI. Croquis de localización de la descarga o descargas, así como en su caso de las instalaciones y estructuras para su manejo y control;
- VII. Descripción, en su caso, de los sistemas y procesos para el tratamiento de aguas residuales para satisfacer las condiciones particulares de descarga que establezca "La Comisión" conforme a lo dispuesto en la "Ley" y el "Reglamento".

SECRETARIA DE MEDIO AMBIENTE, RECURSOS NATURALES Y PESCA

NORMA Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 85, 86 fracciones I, III y VII, 92 fracciones II y IV y 119 de la Ley de Aguas Nacionales; 50, fracciones VIII y XV, 80, fracciones II y VII, 36, 37, 117, 118 fracción II, 119 fracción I inciso a), 123, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 15, 46 fracción II y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, he tenido a bien expedir la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales; y

CONSIDERANDO

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, se publicó en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de junio de 1996, a fin de que los interesados en un plazo de 90 días naturales presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezanina planta alta, colonia Tlacopac, código postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha Norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de diciembre de 1996.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de Normas Oficiales Mexicanas, el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 30 de octubre de 1996, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-001-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES.

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Verificación
7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma
10. Transitorio
11. Anexo I

1. Objetivo y campo de aplicación

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma Oficial Mexicana no se aplica a las descargas de aguas provenientes de drenajes pluviales independientes.

2. Referencias

- Norma Mexicana NMX-AA-003 Aguas residuales - Muestreo, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 25 de marzo de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-004 Aguas - Determinación de sólidos sedimentables en aguas residuales - Método del cono Imhoff, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 13 de septiembre de 1977.
- Norma Mexicana NMX-AA-005 Aguas - Determinación de grasas y aceites - Método de extracción Soxhlet, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 8 de agosto de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-006 Aguas - Determinación de materia flotante - Método visual con malla específica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 5 de diciembre de 1973.
- Norma Mexicana NMX-AA-007 Aguas - Determinación de la temperatura - Método visual con termómetro, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 23 de julio de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-008 Aguas - Determinación de pH - Método potenciométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 25 de marzo de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-026 Aguas - Determinación de nitrógeno total - Método Kjeldahl, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 27 de octubre de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-028 Aguas - Determinación de demanda bioquímica de oxígeno - Método de incubación por diluciones, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de julio de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-029 Aguas - Determinación de fósforo total - Métodos espectrofotométricos, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 21 de octubre de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-034 Aguas - Determinación de sólidos en agua - Método gravimétrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 3 de julio de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-042 Aguas - Determinación del número más probable de coliformes totales y fecales - Método de tubos múltiples de fermentación, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de junio de 1987.
- Norma Mexicana NMX-AA-046 Aguas - Determinación de arsénico en agua - Método espectrofotométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 21 de abril de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-051 Aguas - Determinación de metales - Método espectrofotométrico de absorción atómica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de febrero de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-057 Aguas - Determinación de plomo - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 29 de septiembre de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-058 Aguas - Determinación de cianuros - Método colorimétrico y titulométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 14 de diciembre de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-060 Aguas - Determinación de cadmio - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 26 de abril de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-064 Aguas - Determinación de mercurio - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 3 de marzo de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-066 Aguas - Determinación de cobre - Método de la neocuproína, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 16 de noviembre de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-078 Aguas - Determinación de zinc - Métodos colorimétricos de la ditizona I, la ditizona II y espectrofotometría de absorción atómica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 12 de julio de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-079 Aguas Residuales - Determinación de nitrógeno de nitratos (Brodina), publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 14 de abril de 1986.
- Norma Mexicana NMX-AA-099 - Determinación de nitrógeno de nitritos - Agua potable, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de febrero de 1987.

3. Definiciones**3.1 Aguas costeras**

Son las aguas de los mares territoriales en la extensión y términos que fija el derecho internacional; así como las aguas marinas interiores; las lagunas y esteros que se comuniquen permanente o intermitentemente con el mar.

3.2 Aguas nacionales

Las aguas propiedad de la Nación, en los términos del párrafo quinto del artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.

3.3 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.4 Aguas pluviales

Aquellas que provienen de lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y granizo.

3.5 Bienes nacionales

Son los bienes cuya administración está a cargo de la Comisión Nacional del Agua en términos del artículo 113 de la Ley de Aguas Nacionales.

3.6 Carga contaminante

Cantidad de un contaminante expresada en unidades de masa por unidad de tiempo, aportada en una descarga de aguas residuales.

3.7 Condiciones particulares de descarga

El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus niveles máximos permitidos en las descargas de agua residual, determinados por la Comisión Nacional del Agua para el responsable o grupo de responsables de la descarga o para un cuerpo receptor específico, con el fin de preservar y controlar la calidad de las aguas conforme a la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento.

3.8 Contaminantes básicos

Son aquellos compuestos y parámetros que se presentan en las descargas de aguas residuales y que pueden ser removidos o estabilizados mediante tratamientos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: grasas y aceites, materia flotante, sólidos sedimentables, sólidos suspendidos totales, demanda bioquímica de oxígeno, nitrógeno total (suma de las concentraciones de nitrógeno Kjeldahl de nitratos y de nitratos, expresadas como mg/litro de nitrógeno), fósforo total, temperatura y pH.

3.9 Contaminantes patógenos y parasitarios

Son aquellos microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representan un riesgo a la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los coliformes fecales y los huevos de helminto.

3.10 Cuerpo receptor

Son las corrientes, depósitos naturales de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos.

3.11 Descarga

Acción de verter, infiltrar, depositar o inyectar aguas residuales a un cuerpo receptor en forma continua, intermitente o fortuita, cuando éste es un bien del dominio público de la Nación.

3.12 Embalse artificial

Vaso de formación artificial que se origina por la construcción de un bordo o cortina y que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.

3.13 Embalse natural

Vaso de formación natural que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.

3.14 Estuario

Es el tramo del curso de agua bajo la influencia de las mareas que se extiende desde la línea de costa hasta el punto donde la concentración de cloruros en el agua es de 250 mg/l.

3.15 Humedales naturales

Las zonas de transición entre los sistemas acuáticos y terrestres que constituyen áreas de inundación temporal o permanente, sujetas o no a la influencia de mareas, como pantanos, ciénegas y marismas, cuyos límites los constituyen el tipo de vegetación hidrófila de presencia permanente o estacional; las áreas donde el suelo es predominantemente hídrico; y las áreas lacustres o de suelos permanentemente húmedos, originadas por la descarga natural de acuíferos.

3.16 Límite máximo permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales.

3.17 Metales pesados y cianuros

Son aquéllos que, en concentraciones por encima de determinados límites, pueden producir efectos negativos en la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: arsénico, cadmio, cobre, cromo, mercurio, níquel, plomo, zinc y cianuros.

3.18 Muestra compuesta

La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la Tabla 1. Para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples deberá ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma.

TABLA 1

FRECUENCIA DE MUESTREO			
HORAS POR DIA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MINIMO	MAXIMO
Menor que 4	mínimo 2	-	-
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 y hasta 12	4	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3
Mayor que 18 y hasta 24	6	3	4

3.19 Muestra simple

La que se tome en el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando menos, un volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo.

El volumen de cada muestra simple necesario para formar la muestra compuesta se determina mediante la siguiente ecuación:

$$VMSi = VMC \times (Qi / Qt)$$

Donde:

VMSi = volumen de cada una de las muestras simples "i", litros.

VMC = volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros.

Qi = caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo.

Qt = Q1 hasta Qn, litros por segundo.

3.20 Parámetro

Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua.

3.21 Promedio diario (P.D.)

Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta. En el caso del parámetro grasas y aceites, es el promedio ponderado en función del caudal, y la media geométrica para los coliformes fecales, e los valores que resulten del análisis de cada una de las muestras simples tomadas para formar la muestra compuesta. Las unidades de pH no deberán estar fuera del rango permisible, en ninguna de las muestras simples.

3.22 Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal, de los valores que resulten del análisis de al menos dos muestras compuestas (Promedio diario).

3.23 Riego no restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas en forma ilimitada como forrajes, granos, frutas, legumbres y verduras.

3.24 Riego restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas, excepto legumbres y verduras que se consumen crudas.

3.25 Río

Corriente de agua natural, perenne o intermitente, que desemboca a otras corrientes, o a un embalse natural o artificial, o al mar.

3.26 Suelo

Cuerpo receptor de descargas de aguas residuales que se utiliza para actividades agrícolas.

3.27 Tratamiento convencional

Son los procesos de tratamiento mediante los cuales se remueven o estabilizan los contaminantes básicos presentes en las aguas residuales.

3.28 Uso en riego agrícola

La utilización del agua destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas y su separación para la primera enajenación, siempre que los productos no hayan sido objeto de transformación industrial.

3.29 Uso público urbano

La utilización de agua nacional para centros de población o asentamientos humanos, destinada para el uso y consumo humano, previa potabilización.

4. Especificaciones

4.1 La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, no debe exceder el valor indicado como límite máximo permisible en las Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana. El rango permisible del potencial hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades.

4.2 Para determinar la contaminación por patógenos se tomará como indicador a los coliformes fecales. El límite máximo permisible para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, y como las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola) es de 1,000 y 2,000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.

4.3 Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego restringido, y de cinco huevos por litro para riego no restringido, lo cual se llevará a cabo de acuerdo a la técnica establecida en el anexo 1 de esta Norma.

TABLA 2

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BASICOS

PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifica)	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES						AGUAS COSTERAS						SUELO		
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Recreación (B)		ESTUARIOS (B)		Uso en riego agrícola (A)		HUMEDALES NATURALES (B)				
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.			
Temperatura °C (1)	N.A.	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	N.A.	40	40			
Grasas y Aceites (2)	15	15	15	15	15	25	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	25			
Materia Filante (3)	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2			
Sólidos Sedimentables (mg/l)	150	75	125	40	60	60	75	125	40	60	100	175	75	125	75	125	75	125			
Sólidos Suspendedos Totales	150	75	150	30	60	60	75	150	30	60	200	200	75	150	75	150	75	150			
Demanda Bioquímica de Oxígeno ₅	40	40	60	15	25	25	40	60	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	15	25	N.A.	N.A.	N.A.			
Nitrógeno Total	20	30	20	5	10	10	20	30	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	5	10	N.A.	N.A.	N.A.			
Fósforo Total	20	30	20	5	10	10	20	30	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	5	10	N.A.	N.A.	N.A.			

(1) Instantáneo

(2) Muestra Simple Promedio Ponderado

(3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-005

TABLA 3

PARAMETROS (*)	LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS																
	RIOS			EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES			AGUAS COSTERAS						SUELO				
	Uso en riego agrícola (A)	Uso público urbano (B)	Protección de vida acuática (C)	Uso en riego agrícola (B)	Uso público urbano (C)	Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)	Recreación (B)	ESTUARIOS (B)	Uso en riego agrícola (A)	HUMEDALES NATURALES (B)	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	
Arsénico	0.2	0.1	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2
Cadmio	0.2	0.1	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.05	0.1	0.1	0.2
Cianuro	2.0	1.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0
Cobre	4.0	4.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0
Cromo	1	0.5	1.0	1.5	0.5	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0
Mercurio	0.01	0.005	0.01	0.02	0.005	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
Plomo	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.5	1	0.2
Zinc	10	10	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10

(*) Medidos de manera total.

P.D. = Promedio Diario P.M. = Promedio Mensual N.A. = No es aplicable

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos.

4.4. Al responsable de la descarga de aguas residuales que antes de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana se le hayan fijado condiciones particulares de descarga, podrá optar por cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma, previo aviso a la Comisión Nacional del Agua.

4.5. Los responsables de las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales deben cumplir con la presente Norma Oficial Mexicana de acuerdo con lo siguiente:

a) Las descargas municipales tendrán como límite las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 4. El cumplimiento es gradual y progresivo, conforme a los rangos de población. El número de habitantes corresponde al determinado en el XI Censo Nacional de Población y Vivienda, correspondiente a 1990, publicado por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.

b) Las descargas no municipales tendrán como plazo límite hasta las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5. El cumplimiento es gradual y progresivo, dependiendo de la mayor carga contaminante, expresada como demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) o sólidos suspendidos totales (SST), según las cargas del agua residual, manifestadas en la solicitud de permiso de descarga, presentada a la Comisión Nacional del Agua.

TABLA 4

DESCARGAS MUNICIPALES	
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	RANGO DE POBLACION:
1 de enero de 2000	mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2005	de 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2010	de 2,501 a 20,000 habitantes

TABLA 5

DESCARGAS NO MUNICIPALES		
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	CARGA CONTAMINANTE	
	DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO ₅ t/d (toneladas/día)	SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)
1 enero 2000	mayor de 3.0	mayor de 3.0
1 enero 2005	de 1.2 a 3.0	de 1.2 a 3.0
1 enero 2010	menor de 1.2	menor de 1.2

4.6 Las fechas de cumplimiento establecidas en las Tablas 4 y 5 de esta Norma Oficial Mexicana podrán ser adelantadas por la Comisión Nacional del Agua para un cuerpo receptor en específico, siempre y cuando exista el estudio correspondiente que valide tal modificación.

4.7 Los responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, cuya concentración de contaminantes en cualquiera de los parámetros básicos, metales pesados y cianuros, que rebasen los límites máximos permisibles señalados en las Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana, multiplicados por cinco, para cuerpos receptores tipo B (ríos, uso público urbano), quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad del agua de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua, en un plazo no mayor de 180 días naturales, a partir de la publicación de esta Norma en el Diario Oficial de la Federación.

Los demás responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad de sus

Lo anterior, sin perjuicio del pago de derechos a que se refiere la Ley Federal de Derechos y a las multas y sanciones que establecen las leyes y reglamentos en la materia.

TABLA 6

DESCARGAS MUNICIPALES	
RANGO DE POBLACION	FECHA LIMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES
mayor de 50,000 habitantes	30 de junio de 1997
de 20,001 a 50,000 habitantes	31 de diciembre de 1998
de 2,501 a 20,000 habitantes	31 de diciembre de 1999

TABLA 7

CARGA CONTAMINANTE DE LAS DESCARGAS NO MUNICIPALES	
DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO ₅ Y/O SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)	FECHA LIMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES
mayor de 3.0	30 de junio de 1997
de 1.2 a 3.0	31 de diciembre de 1998
menor de 1.2	31 de diciembre de 1999

4.8 El responsable de la descarga queda obligado a realizar el monitoreo de las descargas de aguas residuales para determinar el promedio diario y mensual. La periodicidad de análisis y reportes se indican en la Tabla 8 para descargas de tipo municipal y en la Tabla 9 para descargas no municipales. En situaciones que justifiquen un mayor control, como protección de fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, emergencias hidroecológicas o procesos productivos fuera de control, la Comisión Nacional del Agua podrá modificar la periodicidad de análisis y reportes. Los registros del monitoreo deberán mantenerse para su consulta por un periodo de tres años posteriores a su realización.

TABLA 8

RANGO DE POBLACION	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS	FRECUENCIA DE REPORTE
mayor de 50,000 habitantes	UNO MENSUAL	UNO TRIMESTRAL
de 20,001 a 50,000 habitantes	UNO TRIMESTRAL	UNO SEMESTRAL
de 2,501 a 20,000 habitantes	UNO SEMESTRAL	UNO ANUAL

TABLA 9

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO ₅ t/d (toneladas/día)	SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS	FRECUENCIA DE REPORTE
mayor de 3.0	mayor de 3.0	UNO MENSUAL	UNO TRIMESTRAL
de 1.2 a 3.0	de 1.2 a 3.0	UNO TRIMESTRAL	UNO SEMESTRAL
menor de 1.2	menor de 1.2	UNO SEMESTRAL	UNO ANUAL

4.9 El responsable de la descarga estará exento de realizar el análisis de alguno o varios de los parámetros que se señalan en la presente Norma Oficial Mexicana, cuando demuestre que, por las

características del proceso productivo o el uso que le dé al agua, no genera o concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la Comisión Nacional del Agua, por escrito y bajo protesta de decir verdad. La autoridad podrá verificar la veracidad de lo manifestado por el usuario. En caso de falsedad, el responsable quedará sujeto a lo dispuesto en los ordenamientos legales aplicables.

4.10 En el caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio mensual de los parámetros referidos en los puntos 4.1, 4.2 y 4.3 de la presente Norma Oficial Mexicana, la suma de esta concentración al límite máximo permisible promedio mensual, es el valor que el responsable de la descarga está obligado a cumplir, siempre y cuando lo notifique por escrito a la Comisión Nacional del Agua, para que ésta dictamine lo procedente.

4.11 Cuando se presenten aguas pluviales en los sistemas de drenaje y alcantarillado combinado, el responsable de la descarga tiene la obligación de operar su planta de tratamiento y cumplir con los límites máximos permisibles de esta Norma Oficial Mexicana, o en su caso con sus condiciones particulares de descarga, y podrá a través de una obra de desvío derivar el caudal excedente. El responsable de la descarga tiene la obligación de reportar a la Comisión Nacional del Agua el caudal derivado.

4.12 El responsable de la descarga de aguas residuales que, como consecuencia de implementar un programa de uso eficiente y/o reciclaje del agua en sus procesos productivos, concentre los contaminantes en su descarga, y en consecuencia rebase los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma, deberá solicitar ante la Comisión Nacional del Agua se analice su caso particular, a fin de que ésta le fije condiciones particulares de descarga.

5. Métodos de prueba

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deberán aplicar los métodos de prueba indicados en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana. El responsable de la descarga podrá solicitar a la Comisión Nacional del Agua, la aprobación de métodos de prueba alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos podrán ser autorizados a otros responsables de descarga en situaciones similares.

Para la determinación de huevos de helminto se deberán aplicar las técnicas de análisis y muestreo que se presentan en el Anexo 1 de esta Norma Oficial Mexicana.

6. Verificación

La Comisión Nacional del Agua llevará a cabo muestreos y análisis de las descargas de aguas residuales, de manera periódica o aleatoria, con objeto de verificar el cumplimiento de los límites máximos permisibles establecidos para los parámetros señalados en la presente Norma Oficial Mexicana.

7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales

7.1 No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma Oficial Mexicana se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente.

8. Bibliografía

8.1 APHA, AWWA, WPCF, 1995. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. U.S.A. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales. 19a. Edición. E.U.A.)

8.2 Code of Federal Regulations. Title 40. Parts 100 to 149, 400 to 424, and 425 to 629. Protection of Environment 1992. USA. (Código de Normas Federales. Título 40. Partes 100 a 149, 400 a 424; y 425 a 629. Protección al Ambiente. E.U.A.)

8.3 Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México.

8.4 Industrial Water Pollution Control, 1989. 2nd Edition USA. (Control de la contaminación industrial del agua Eckenfelder W.W. Jr. 2a. Edición McGraw-Hill International Editions. E.U.A.)

8.5 Manual de Agua para Usos Industriales, 1988. Sheppard T. Powell. Ediciones Ciencia y Técnica, S.A. 1a. edición Volúmenes 1 al 4. México.

8.6 Manual de Agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. McGraw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México.

8.7 U.S.E.P.A. Development Document for Effluent Limitation Guidelines And New Source Performance Standard For The 1974 (Documento de Desarrollo de La U.S.E.P.A. para guías de límites de efluentes y métodos de evaluación de nuevas fuentes para 1974)

- 8.8 Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991. (Tratamiento químico del agua. Una guía industrial) Flick, Ernest W. Noyes Publications. E. U. A.
- 8.9 Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de tratamiento de agua. Degremont 6a. Edición Vol. I y II. E.U.A.)
- 8.10 Wastewater Engineering Treatment. Disposal, Reuse, 1991. 3rd Edition. U.S.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reúso. Metcalf And Eddy. McGraw-Hill International Editions. 3a. Edición. E.U.A.)
- 8.11 Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México. Informe Final. Dic. 1995. Comisión Nacional del Agua, Departamento del Distrito Federal, Estado de Hidalgo y Estado de México.
- 8.12 Guía Para el Manejo, Tratamiento y Disposición de Lodos Residuales de Plantas de Tratamiento Municipales. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.
- 8.13 Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.
- 8.14 Impact of Wastewater Reuse on Groundwater In The Mezquital Valley, Hidalgo State, Mexico. Overseas Development Administration. Phase 1, Report - February 1995.
- 8.15 Evaluación de la Toxicidad de Descargas Municipales. Comisión Nacional del Agua. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Noviembre de 1993.
- 8.16 Tratabilidad del Agua Residual Mediante el Proceso Primario Avanzado. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1994-1995.
- 8.17 Estudio de la Desinfección del Efluente Primario Avanzado. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1994-1995.
- 8.18 Formación y Migración de Compuestos Organoclorados a través de Columnas Empaquetadas con Suelo de la Zona de Tula-Mezquital-Actopan. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.19 Estudio de Calidad y Suministro del Agua para Consumo Doméstico del Valle del Mezquital. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.20 Estudio de Impacto Ambiental Asociado al Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.21 Proyecto de Normatividad Integral para Mejorar la Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.22 Estudio de Disponibilidad de Agua en México en Función del Uso, Calidad y Cantidad. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.
- 8.23 Cost - Effective Water Pollution Control in The Northern Border Of Mexico. Institute For Applied Environmental Economics (Tme), 1995.
- 8.24 XI Censo General de Población y Vivienda. INEGI / CONAPO 1990
- 8.25 Normas Oficiales Mexicanas para descargas de Aguas Residuales a Cuerpos Receptores: NOM-001-ECOL/1993 a NOM-033-ECOL/1993, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 18 de octubre de 1993; NOM-063-ECOL/1994 a NOM-065-ECOL/1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 5 de enero de 1995; NOM-066-ECOL/1994 a NOM-068-ECOL-1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1995; NOM-069-ECOL/1994 y NOM-070-ECOL/1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1995, y NOM-071-ECOL-1994 a NOM-073-ECOL-1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 11 de enero de 1995.
- 8.26 Criterios Ecológicos de Calidad del Agua. SEMARNAP. Instituto de Ecología. México, D.F.
- 8.27 Catálogo Oficial de Plaguicidas Control Intersectorial para el Control del Proceso y Uso de Plaguicidas, Fertilizantes y Sustancias Tóxicas. SARH, SEDESOL, SSA y SECOFI. México, D.F. 1994.
- 8.28 Indicadores Socioeconómicos e Índice de Marginación Municipal 1990. CONAPO/CNA.
- 8.29 Bases para el Manejo Integral de la Cantidad y Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.

8.30 Manejando las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Reporte 1993. EUA. Comité Sobre el Manejo de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Consejo de Ciencia y Tecnología sobre Agua Comisión de Sistemas Técnicos e Ingeniería. Consejo Nacional de Investigación.

8.31 NMX-AA-087-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con Daphnia Magna Straus (Crustacea-Cladocera).- Método de Prueba).

8.32 NMX-AA-110-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con Artemia Franciscana Kellogs (Crustacea-Anostraca).- Método de Prueba

8.33 NMX-AA-112-1995-SCFI. Análisis de Agua y Sedimento.- Evaluación de Toxicidad aguda con Photobacterium Phosphoreum.- Método de Prueba.

9. Observancia de esta Norma

9.1 La vigilancia del cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, por conducto de la Comisión Nacional del Agua, y a la Secretaría de Marina en el ámbito de sus respectivas atribuciones, cuyo personal realizará los trabajos de inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento, Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

9.2 La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

9.3 Se abrogan las normas oficiales mexicanas que a continuación se indican:

Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las centrales termoeléctricas convencionales.

Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria productora de azúcar de caña.

Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de refinación de petróleo y petroquímica.

Norma Oficial Mexicana NOM-004-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de fertilizantes excepto la que produzca ácido fosfórico como producto intermedio.

Norma Oficial Mexicana NOM-005-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de productos plásticos y polímeros sintéticos.

Norma Oficial Mexicana NOM-006-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de harinas.

Norma Oficial Mexicana NOM-007-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la cerveza y de la malta.

Norma Oficial Mexicana NOM-008-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de asbestos de construcción.

Norma Oficial Mexicana NOM-009-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de leche y sus derivados.

Norma Oficial Mexicana NOM-010-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de manufactura de vidrio plano y de fibra de vidrio.

Norma Oficial Mexicana NOM-011-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos de vidrio prensado y soplado

Norma Oficial Mexicana NOM-012-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria huletera.

Norma Oficial Mexicana NOM-013-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del hierro y del acero.

Norma Oficial Mexicana NOM-014-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria textil.

Norma Oficial Mexicana NOM-015-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la celulosa y el papel.

Norma Oficial Mexicana NOM-016-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de bebidas gaseosas.

Norma Oficial Mexicana NOM-017-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de acabados metálicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-018-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de laminación, extrusión y estiraje de cobre y sus aleaciones.

Norma Oficial Mexicana NOM-019-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de impregnación de productos de aserradero.

Norma Oficial Mexicana NOM-020-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de asbestos textiles, materiales de fricción y selladores.

Norma Oficial Mexicana NOM-021-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del curtido y acabado en pieles.

Norma Oficial Mexicana NOM-022-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de matanza de animales y empaqueo de cárnicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-023-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de envasado de conservas alimenticias.

Norma Oficial Mexicana NOM-024-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de celulosa virgen.

Norma Oficial Mexicana NOM-025-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de fibra celulósica reciclada.

Norma Oficial Mexicana NOM-026-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de restaurantes o de hoteles.

Norma Oficial Mexicana NOM-027-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del beneficio del café.

Norma Oficial Mexicana NOM-028-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de preparación y envasado de conservas de pescados y mariscos y de la industria de producción de harina y aceites de pescado.

Norma Oficial Mexicana NOM-029-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de hospitales.

Norma Oficial Mexicana NOM-030-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de jabones y detergentes.

Norma Oficial Mexicana NOM-032-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales de origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola.

Norma Oficial Mexicana NOM-33-ECOL-1993, que establece las condiciones bacteriológicas para el uso de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de éstas con la de los cuerpos de agua, en el riego de hortalizas y productos hortofrutícolas. Publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 18 de octubre de 1993.

La nomenclatura de las normas oficiales mexicanas antes citadas está en términos del Acuerdo por el que se reforma la nomenclatura de 58 Normas Oficiales Mexicanas en materia de Protección Ambiental, publicado en el Diario Oficial de la Federación el 29 de noviembre de 1994.

Asimismo se abrogan las siguientes normas oficiales mexicanas:

Norma Oficial Mexicana NOM-063-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria vinícola.

Norma Oficial Mexicana NOM-064-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la destilería.

Norma Oficial Mexicana NOM-065-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de pigmentos y colorantes.

Norma Oficial Mexicana NOM-066-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la galvanoplastia.

Norma Oficial Mexicana NOM-067-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de los sistemas de alcantarillado o drenaje municipal.

Norma Oficial Mexicana NOM-068-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de aceites y grasas comestibles de origen animal y vegetal, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 5 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-069-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de componentes eléctricos y electrónicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-070-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de preparación, conservación y envasado de frutas, verduras y legumbres en fresco y congelados, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-071-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos químicos inorgánicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-072-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de fertilizantes fosfatados, fosfatos, polifosfatos, ácido fosfórico, productos químicos inorgánicos fosfatados, exceptuando a los fabricantes de ácido fosfórico por el proceso de vía húmeda.

Norma Oficial Mexicana NOM-073-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias farmacéutica y farmoquímica, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 11 de enero de 1995.

TRANSITORIO

UNICO. A partir de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, el responsable de la descarga de aguas residuales:

- 1) Que cuente con planta de tratamiento de aguas residuales, está obligado a operar y mantener dicha infraestructura de saneamiento, cuando su descarga no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma.

Puede optar por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, o los establecidos en sus condiciones particulares de descarga, previa notificación a la Comisión Nacional del Agua.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura no cumpla con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, debe presentar a la Comisión Nacional del Agua, en los plazos establecidos en las Tablas 6 y 7, su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en las Tablas 4 y 5, según le corresponda.

Los que no cumplan, quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.

En el caso de que el responsable de la descarga opte por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana y que descargue una mejor calidad de agua residual que la establecida en esta Norma, puede gozar de los beneficios e incentivos que para tal efecto establece la Ley Federal de Derechos.

- 2) Que se hubiere acogido a los Decretos Presidenciales que otorgan facilidades administrativas y fiscales a los usuarios de Aguas Nacionales y sus Bienes Públicos inherentes, publicados en el Diario Oficial de la Federación el 11 de octubre de 1995, en la materia, quedará sujeto a lo dispuesto en los mismos y en lo conducente a la Ley Federal de Derechos.
- 3) No debe descargar concentraciones de contaminantes mayores a las que descargó durante los últimos tres años o menos, si empezó a descargar posteriormente, de acuerdo con sus registros y/o con los informes presentados ante la Comisión Nacional del Agua en ese periodo si su descarga tiene concentraciones mayores a las establecidas como límite máximo permisible en esta Norma. Los responsables que no cumplan con esta especificación quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.
- 4) Que establezca una nueva instalación industrial, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el Diario Oficial de la Federación, no podrá acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para su descarga, 90 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 5) Que incremente su capacidad o amplíe sus instalaciones productivas, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el Diario Oficial de la Federación, éstas nuevas descargas no podrán acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para éstas, 90 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 6) Que no se encuentre en alguno de los supuestos anteriores, deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, sujeto a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos, en lo conducente.

México, Distrito Federal, a los once días del mes de diciembre de mil novecientos noventa y seis.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, Julia Carabias Lillo.- Rúbrica.

ANEXO 1

TECNICA PARA LA DETERMINACION Y CUANTIFICACION DE HUEVOS DE HELMINTO

1. Objetivo

Determinar y cuantificar huevos de helminto en lodos, afluentes y efluentes tratados.

2. Campo de aplicación

Es aplicable para la cuantificación de huevos de helminto en muestras de lodos, afluentes y efluentes de

3. Definiciones

3.1 **Helminto:** término designado a un amplio grupo de organismos que incluye a todos los gusanos parásitos (de humanos, animales y vegetales) y de vida libre, con formas y tamaños variados.

3.2 **Platyhelminetos:** gusano dorsoventralmente aplanado, algunos de interés médico son: Taenia solium, Hymenolepis nana e H. diminuta, entre otros.

3.3 **Nemathelminetos:** gusanos de cuerpo alargado y forma cilíndrica. Algunas especies enteroparásitas de humanos y animales son: Ascaris lumbricoides, Toxocara canis, Enterobius vermicularis y Trichuris trichiura, entre otros.

3.4 **Método difásico:** técnica de concentración que utiliza la combinación de dos reactivos no miscibles y donde las partículas (huevos, detritus), se orientan en función de su balance hidrofílico-lipofílico.

3.5 **Método de flotación:** técnica de concentración donde las partículas de interés permanecen en la superficie de soluciones cuya densidad es mayor. Por ejemplo la densidad de huevos de helminto se encuentra entre 1.05 a 1.18, mientras que los líquidos de flotación se sitúan entre 1.1 a 1.4.

4. Fundamento

Utiliza la combinación de los principios del método difásico y del método de flotación, obteniendo un rendimiento de un 90%, a partir de muestras artificiales contaminadas con huevos de helminto de Ascaris.

5. Equipo

Centrifuga: Con intervalos de operación de 1000 a 2500 revoluciones por minuto

Periodos de operación de 1 a 3 minutos

Temperatura de operación 20 a 28 °C

Bomba de vacío: Adaptada para control de velocidad de succión

1/3 hp

Microscopio óptico: Con iluminación Köhler

Aumentos de 10 a 100X; Platina móvil; Sistema de microfotografía

Agitador de tubos: Automático

Adaptable con control de velocidad

Parrilla eléctrica: Con agitación

Hidrómetro: Con intervalo de medición de 1.1 a 1.4 g/cm³

Temperatura de operación: 0 a 4°C

6. Reactivos

- Sulfato de zinc heptahidratado

- Acido sulfúrico

- Eter etílico

- Etanol

- Agua destilada

- Formaldehído

6.1 Solución de sulfato de zinc, gravedad específica de 1.3

- Fórmula

- Sulfato de zinc 800 g

- Agua destilada 1,000 ml

Preparación

Disolver 800 g de sulfato de zinc en 1,000 ml de agua destilada y agitar en la parrilla eléctrica hasta homogeneizar, medir la densidad con hidrómetro. Para lograr la densidad deseada agregar reactivo o agua, según sea el caso.

6.2 Solución de alcohol-ácido

- Fórmula

- Acido sulfúrico 0.1 N 750 ml

Preparación

Homogeneizar 750 ml del ácido sulfúrico al 0.1 N, con 350 ml del etanol para obtener un litro de la solución alcohol-ácida. Almacenarla en recipiente hermético.

7. Material

- Garrafones de 8 litros
- Tamiz de 160 µm (micras) de poro
- Probetas graduadas (1 litro y 50 ml)
- Gradillas para tubos de centrifuga de 50 ml
- Pipetas de 10 ml de plástico
- Aplicadores de madera
- Recipientes de plástico de 2 litros
- Guantes de plástico
- Vasos de precipitado de 1 litro
- Bulbo de goma
- Magneto
- Cámara de conteo Doncaster
- Celda Sedwich-Rafter

8. Condiciones de la muestra

1. Se transportarán al laboratorio en hieleras con bolsas refrigerantes o bolsas de hielo.
2. Los tiempos de conservación en refrigeración y transporte deben reducirse al mínimo.
3. Si no es posible refrigerar la muestra líquida, debe fijarse con 10 ml de formaldehído al 4% o procesarse dentro de las 48 horas de su toma.
4. Una muestra sólida debe refrigerarse y procesarse en el menor tiempo posible.

9. Interferencias

La sobreposición de estructuras y/o del detritus no eliminado en el sedimento, puede dificultar su lectura, en especial cuando se trata de muestras de lodo. En tal caso, es importante dividir el volumen en alícuotas que se consideren adecuadas.

10. Precauciones

1. Durante el procesamiento de la muestra, el analista debe utilizar guantes de plástico para evitar riesgo de infección.
2. Lavar y desinfectar el área de trabajo, así como el material utilizado por el analista.

11. Procedimiento

1. Muestreo.
 - a) Preparar recipientes de 8 litros, desinfectándolos con cloro, enjuagándolos con agua potable a chorro y con agua destilada.
 - b) Tomar 5 litros de la muestra (ya sea del afluente o efluente).
 - c) En el caso de que la muestra se trate de lodo, preparar en las mismas condiciones recipientes de plástico de 1 litro con boca ancha.
 - d) Tomar X gramos de materia fresca (húmeda) que corresponda a 10 g de materia seca.
2. Concentrado y centrifugado de la muestra
3. La muestra se deja sedimentar durante 3 horas o toda la noche.
4. El sobrenadante se aspira por vacío sin agitar el sedimento.
5. Filtrar el sedimento sobre un tamiz de 160 µm (micras), enjuagando también el recipiente donde se encontraba originalmente la muestra y lavar enseguida con 5 litros de agua (potable o destilada).
6. Recibir el filtrado en los mismos recipientes de 8 litros.
7. En caso de tratarse de lodos, la muestra se filtrará y enjuagará en las mismas condiciones iniciando a partir del inciso c.
8. Dejar sedimentar durante 3 horas o toda la noche.

9. Aspirar el sobrenadante al máximo y depositar el sedimento en una botella de centrifuga de 250 ml, incluyendo de 2 a 3 enjuagues del recipiente de 8 litros.
10. Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400 - 2,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
11. Decantar el sobrenadante por vacío (asegurarse de que exista la pastilla) y resuspender la pastilla en 150 ml de ZnSO₄ con una densidad de 1.3.
12. Homogeneizar la pastilla con el agitador automático, o aplicador de madera.
13. Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400 - 2,000 rpm por 3 minutos).
14. Recuperar el sobrenadante vertiéndolo en un frasco de 2 litros y diluir cuando menos en un litro de agua destilada.
15. Dejar sedimentar 3 horas o toda la noche.
16. Aspirar al máximo el sobrenadante por vacío y resuspender el sedimento agitando, verter el líquido resultante en 2 tubos de centrifuga de 50 ml y lavar de 2 a 3 veces con agua destilada el recipiente de 2 litros.
17. Centrifugar a 480 g por 3 minutos (2,000 - 2,500 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
18. Reagrupar las pastillas en un tubo de 50 ml y centrifugar a 480 g por minutos (2,000 - 2,500 rpm por 3 minutos).
19. Resuspender la pastilla en 15 ml de solución de alcohol-ácido (H₂SO₄ 0.1 N) + C₂H₅OH a 33-35% y adicionar 10 ml de éter etílico.
20. Agitar suavemente y abrir de vez en cuando los tubos para dejar escapar el gas (considerar que el éter es sumamente inflamable y tóxico).
21. Centrifugar a 660 g por 3 minutos (2,500 - 3,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
22. Aspirar al máximo el sobrenadante para dejar menos de 1 ml de líquido, homogeneizar la pastilla y proceder a cuantificar.
23. Identificación y cuantificación de la muestra.
 - a) Distribuir todo el sedimento en una celda de Sedgwich-Rafter o bien en una cámara de conteo de Doncaster.
 - b) Realizar un barrido total al microscopio.
12. Cálculos
1. Para determinar los rpm de la centrifuga utilizada, la fórmula es:

$$g = \frac{K}{r}$$

Donde:

- g: fuerza relativa de centrifugación
- K: constante cuyo valor es 89,456
- r: radio de la centrifuga (spindle to the centre of the bracker) en cm

La fórmula para calcular g es:

$$g = \frac{r(\text{rpm})}{K}$$

2. Para expresar los resultados en número de huevecillos por litro es importante tomar en cuenta el volumen y tipo de la muestra analizada
13. Formato
No aplica
14. Bibliografía
 1. APHA, AWWA, WPCF, 1992 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 18th ed., Washington.
 2. CETESB, São Paulo, 1989 Helmintos e Protozoários Patogênicos Contagem de Ovos e Cistos em Amostras Ambientais.
 3. Schwartzbrod, J., 1996 Traitement des Eaux Usees de Mexico en Vue d'une Reutilisation a des Fins Agricoles. Reunión de Expertos para el Análisis del Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería UNAM, 86 p.

SECRETARIA DE MEDIO AMBIENTE, RECURSOS
NATURALES Y PESCA

NORMA Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-002-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 5o. fracción V, 6o., 7o., 8o. fracciones II, VII y XII, 36, 37, 37 Bis, 117, 118 fracción II, 119, 119 Bis, 121, 122, 123, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 y 47 fracciones III y IV de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, he tenido a bien expedir la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal; y

CONSIDERANDO

Que con fecha 18 de octubre de 1993, se publicó en el Diario Oficial de la Federación la Norma Oficial Mexicana NOM-CCA-031-ECOL/1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal. De conformidad con el Acuerdo mediante el cual se modifica la nomenclatura de 58 normas oficiales mexicanas en materia de protección ambiental publicado en el referido órgano informativo el 29 de noviembre de 1994, se cambió la nomenclatura de la norma en cuestión, quedando como Norma Oficial Mexicana NOM-031-ECOL-1993.

Miércoles 3 de junio de 1998

DIARIO OFICIAL

(Primera Sección)

Que durante la aplicación de la referida norma se detectaron algunos problemas de carácter técnico, por lo que se tuvo la necesidad de llevar a cabo un análisis de la misma por parte del Instituto Nacional de Ecología en coordinación con la Comisión Nacional del Agua, autoridades locales y con los diversos sectores involucrados en su cumplimiento, llegándose a la conclusión de que era necesario reformular la norma antes comentado procediéndose a elaborar una nueva norma oficial mexicana que la sustituyera, tomando en consideración puntos de vista socio-económicos, la infraestructura existente de los sistemas de alcantarillado, la determinación de parámetros prioritarios, el tamaño de poblaciones y la compatibilidad con otras normas en la materia, y que las disposiciones establecidas sean operativas y su cumplimiento sea gradual y progresivo.

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1997, a fin de que los interesados, en un plazo de 90 días naturales, presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezzanine planta alta, colonia Tlacopac, Delegación Alvaro Obregón, código postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 3 de abril de 1998.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de normas oficiales mexicanas, el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 9 de diciembre de 1997, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-002-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL.

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Grado de concordancia con normas internacionales
7. Bibliografía
8. Observancia de esta Norma
9. Transitorios

1. Objetivo y campo de aplicación

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal con el fin de prevenir y controlar la contaminación de las aguas y bienes nacionales, así como proteger la infraestructura de dichos sistemas, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma no se aplica a la descarga de las aguas residuales domésticas, pluviales, ni a las generadas por la industria, que sean distintas a las aguas residuales de proceso y conducidas por drenaje separado.

2. Referencias

Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997.

Norma Mexicana NMX-AA-003 Aguas residuales-Muestreo, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-004 Aguas-Determinación de sólidos sedimentables en aguas residuales-Método del cono Imhoff, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 15 de septiembre de 1977.

Norma Mexicana NMX-AA-005 Aguas-Determinación de grasas y aceites-Método de extracción soxhlet, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 8 de agosto de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-006 Aguas-Determinación de materia flotante-Método visual con malla específica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 5 de diciembre de 1973.

Norma Mexicana NMX-AA-007 Aguas-Determinación de la temperatura-Método visual con termómetro, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 23 de julio de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-008 Aguas-Determinación de pH-Método potenciométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 27 de octubre de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-044 Aguas-Análisis de agua-Determinación de Cromo Hexavalente-Método colorimétrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-046 Aguas-Determinación de arsénico en agua, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 21 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-051 Aguas-Determinación de metales-Método espectrofotométrico de absorción atómica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 22 de febrero de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-057 Aguas-Determinación de plomo-Método colorimétrico de la ditizona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 29 de septiembre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-058 Aguas-Determinación de cianuros-Método colorimétrico y titulométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de diciembre de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-060 Aguas-Determinación de cadmio-Método de la ditizona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 26 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-064 Aguas-Determinación de mercurio-Método de la ditizona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de marzo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-066 Aguas-Determinación de cobre-Método de la neocuproína, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 10 de marzo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-076 Aguas-Determinación de níquel, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 4 de mayo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-078 Aguas-Determinación de zinc, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 7 de diciembre de 1982.

3. Definiciones

3.1 Aguas pluviales

Aquellas que provienen de las lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y el granizo.

3.2 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general, cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.3 Aguas residuales de proceso

Las resultantes de la producción de un bien o servicio comercializable.

3.4 Aguas residuales domésticas

Las provenientes del uso particular de las personas y del hogar.

3.5 Autoridad competente

Los Gobiernos de los Estados, del Distrito Federal, y de los Municipios, por sí o a través de sus organismos públicos que administren el agua.

3.6 Condiciones particulares para descargas al alcantarillado urbano o municipal

El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus límites máximos permisibles en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, establecidos por la autoridad competente, previo estudio técnico correspondiente, con el fin de prevenir y controlar la contaminación de las aguas y bienes nacionales, así como proteger la infraestructura de dichos sistemas.

3.7 Contaminantes

Son aquellos parámetros o compuestos que, en determinadas concentraciones, pueden producir efectos negativos en la salud humana y en el medio ambiente, dañar la infraestructura hidráulica o inhibir los procesos de tratamiento de las aguas residuales.

3.8 Descarga

Acción de verter aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

3.9 Instantáneo

Es el valor que resulta del análisis de laboratorio a una muestra de agua residual tomada de manera aleatoria o al azar en la descarga.

3.10 Límite máximo permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales.

3.11 Muestra compuesta

La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la especificación 4.10 de esta Norma Oficial Mexicana.

3.12 Muestra simple

La que se tome en el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando menos, el volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo.

3.13 Parámetro

Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua.

3.14 Promedio diario (P.D.)

Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta, tomada en un día representativo del proceso generador de la descarga.

3.15 Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal de los valores que resulten del análisis de laboratorio practicados al menos a dos muestras compuestas, tomadas en días representativos de la descarga en un periodo de un mes.

3.16 Punto de descarga

Es el sitio seleccionado para la toma de muestras, en el que se garantiza que fluye la totalidad de las aguas residuales de la descarga.

3.17 Sistema de alcantarillado urbano o municipal

Es el conjunto de obras y acciones que permiten la prestación de un servicio público de alcantarillado, incluyendo el saneamiento; entendiéndose como tal la conducción, tratamiento, alejamiento y descarga de las aguas residuales.

4. Especificaciones

4.1 Los límites máximos permisibles para contaminantes de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, no deben ser superiores a los indicados en la Tabla 1. Para las grasas y aceites es el promedio ponderado en función del caudal, resultante de los análisis practicados a cada una de las muestras simples.

Tabla 1

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES			
PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique otra)	Promedio Mensual	Promedio Diario	Instantáneo
Grasas y aceites	50	75	100
Sólidos sedimentables (mililitros por litro)	5	7.5	10
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

4.2 Los límites máximos permisibles establecidos en la columna instantáneo, son únicamente valores de referencia, en el caso de que el valor de cualquier análisis exceda el instantáneo, el responsable de la descarga queda obligado a presentar a la autoridad competente en el tiempo y forma que establezcan los ordenamientos legales locales, los promedios diario y mensual, así como los resultados de laboratorio de los análisis que los respaldan.

4.3 El rango permisible de pH (potencial hidrógeno) en las descargas de aguas residuales es de 10 (diez) y 5.5 (cinco punto cinco) unidades, determinado para cada una de las muestras simples. Las unidades de pH no deberán estar fuera del intervalo permisible, en ninguna de las muestras simples.

4.4 El límite máximo permisible de la temperatura es de 40°C. (cuarenta grados Celsius), medida en forma instantánea a cada una de las muestras simples. Se permitirá descargar con temperaturas mayores, siempre y cuando se demuestre a la autoridad competente por medio de un estudio sustentado, que no daña al sistema del mismo.

4.5. La materia flotante debe estar ausente en las descargas de aguas residuales, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana.

4.6. Los límites máximos permisibles para los parámetros demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, que debe cumplir el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, son los establecidos en la Tabla 2 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996 referida en el punto 2 de esta Norma, o a las condiciones particulares de descarga que corresponde cumplir a la descarga municipal.

4.7. El responsable de la descarga de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal que no dé cumplimiento a lo establecido en el punto 4.6, podrá optar por remover la demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, mediante el tratamiento conjunto de las aguas residuales en la planta municipal, para lo cual deberá de:

- a) Presentar a la autoridad competente un estudio de viabilidad que asegure que no se generará un perjuicio al sistema de alcantarillado urbano o municipal.
- b) Sufragar los costos de inversión, cuando así se requiera, así como los de operación y mantenimiento que le correspondan de acuerdo con su caudal y carga contaminante de conformidad con los ordenamientos jurídicos locales aplicables.

4.8. No se deben descargar o depositar en los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, materiales o residuos considerados peligrosos, conforme a la regulación vigente en la materia.

NO EXISTE
HOJA 39

Miércoles 3 de junio de 1998

SECRETARÍA DE SALUD PÚBLICA

(Primera Sección) 11

4.9 La autoridad competente podrá, por las 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:

- c) Nuevos límites máximos permisibles de descarga de contaminantes.
- d) Límites máximos permisibles para parámetros adicionales no contemplados en esta Norma.

Dicha acción deberá estar justificada por medio de un estudio técnicamente sustentado, presentado por la autoridad competente o por los responsables de la descarga.

4.10 Los valores de los parámetros en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal a que se refiere esta Norma, se obtendrán de análisis de muestras compuestas, que resulten de la mezcla de las muestras simples, tomadas éstas en volúmenes proporcionales al caudal medido en el sitio y en el momento del muestreo, de acuerdo con la Tabla 2.

Tabla 2
FRECUENCIA DE MUESTREO

HORAS POR DIA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO MAXIMO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MINIMO	MAXIMO
Menor que 4	Mínimo 2	-	-
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 y hasta 12	4	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3
Mayor que 18 y hasta 24	6	3	4

Para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples debe ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma y se determina mediante la siguiente ecuación:

$$VMSi = VMC \times \frac{Qi}{Qt}$$

Donde:

VMSi = volumen de cada una de las muestras simples "i", litros.

VMC = volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros.

Qi = caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo.

Qt = $\sum Qi$ hasta Qn, litros por segundo.

En el caso de que en el periodo de operación del proceso o realización de la actividad generadora de la descarga, ésta no se presente en forma continua, el responsable de dicha descarga deberá presentar a consideración de la autoridad competente la información en la que se describa su régimen de operación y el programa de muestreo para la medición de los contaminantes.

4.11 Los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal deben cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma, en las fechas establecidas en la Tabla 3. De esta manera, el cumplimiento es gradual y progresivo, conforme al rango de población, tomando como referencia el XI Censo General de Población y Vivienda, 1990.

Tabla 3

FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	RANGO DE POBLACION
1 de enero de 1999	mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2004	de 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2009	de 2,501 a 20,000 habitantes

4.12 Las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 de esta Norma, para el o los responsables de descargas individuales o colectivas, pueden ser modificadas por la autoridad competente, cuando:

- a) El sistema de alcantarillado urbano o municipal cuente con una o varias plantas de tratamiento en operación y la o las descargas, causen efectos nocivos a la misma, el responsable de la descarga queda obligado a presentar a la autoridad competente, en un plazo no mayor de 180 (ciento ochenta) días a partir de la fecha de publicación de esta Norma, un programa de acciones en el cual se establezca en tiempo y forma el cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana.
- b) La autoridad competente, previo a la publicación de esta Norma, haya suscrito formalmente compromisos financieros y contractuales para construir y operar la o las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales.
- c) La Comisión Nacional del Agua oficialmente establezca emergencias hidroecológicas o prioridades en materia de saneamiento, y en consecuencia se modifique la fecha de cumplimiento establecida en la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, referida en el punto 2 de esta Norma, para su descarga correspondiente.
- d) Exista previo a la publicación de esta Norma, reglamentación local que establezca fechas de cumplimiento para los responsables de las descargas a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

4.13 Cuando la autoridad competente determine modificar las fechas de cumplimiento, deberá notificarlo a los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal conforme a los procedimientos legales locales correspondientes.

4.14 Los responsables de las descargas tienen la obligación de realizar los análisis técnicos de las descargas de aguas residuales, con la finalidad de determinar el promedio diario o el promedio mensual analizando los parámetros señalados en la Tabla 1 de la presente Norma Oficial Mexicana. Asimismo, deben conservar sus registros de análisis técnicos por lo menos durante tres años posteriores a la toma de muestras.

4.15 El responsable de la descarga podrá quedar exento de realizar el análisis de alguno o varios de los parámetros que se señalan en esta Norma, cuando demuestre a la autoridad competente que, por las características del proceso productivo, actividades que desarrolla o el uso que le dé al agua, no genera o concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la autoridad competente, por escrito y bajo protesta de decir verdad. La autoridad competente podrá verificar la veracidad de lo manifestado por el responsable. En caso de falsedad, el responsable quedará sujeto a lo dispuesto en los ordenamientos legales locales aplicables.

4.16 El responsable de la descarga, en los términos que lo establezca la legislación local, queda obligado a informar a la autoridad competente, de cualquier cambio en sus procesos productivos o actividades, cuando con ello modifique la calidad o el volumen del agua residual que le fueron autorizados en el permiso de descarga correspondiente.

4.17 El responsable de la descarga de aguas residuales que, como consecuencia de implantar o haber implantado un programa de uso eficiente y/o reciclaje del agua en sus procesos productivos, concentre los contaminantes en su descarga, y en consecuencia rebasa los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma, deberá solicitar ante la autoridad competente se analice su caso particular, a fin de que ésta fije condiciones particulares de descarga.

4.18 En el caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio diario o mensual de los parámetros referidos en el punto 4.1 de esta Norma, la suma de esta concentración al límite máximo permisible correspondiente, es el valor que el responsable de la descarga está obligado a cumplir siempre y cuando lo demuestre y notifique por escrito a la autoridad competente.

5. Métodos de prueba

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma, se pueden aplicar los métodos de prueba referidos en las normas mexicanas señaladas en el punto 2 de esta Norma. El responsable de la descarga puede solicitar a la autoridad competente, la aprobación de métodos alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos quedarán autorizados para otros responsables de descarga en situaciones similares.

6. Grado de concordancia con normas internacionales

No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente.

7. Bibliografía

- 7.1 APHA, AWWA, WPCF, 1995. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. USA. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales. 19a. Edición. E.U.A.).
- 7.2 Code of Federal Regulations. Title 40. Parts 100 to 149; 400 to 424; and 425 to 629. Protection of Environment 1992. USA. (Código de Normas Federales. Título 40. Partes 100 a 149; 400 a 424; y 425 a 629. Protección al Ambiente 1993. E.U.A.).
- 7.3 Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México.
- 7.4 Industrial Water Pollution Control, 1989. 2nd Edition. USA. (Control de la contaminación industrial del agua Eckenfelder W.W. Jr. 2a. Edition Mc Graw-Hill International Editions. E.U.A.).
- 7.5 Manual de Agua para Usos Industriales, 1988. Sheppard T. Powell. Ediciones Ciencia y Técnica, S.A. 1a. edición. Volúmenes 1 al 4. México.
- 7.6 Manual de Agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. Mc Graw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México.
- 7.7 U.S.E.P.A. Development Document for Effluent Limitation Guidelines And New Source Performance Standard For The 1974 (Documento de Desarrollo de La U.S.E.P.A. para guías de límites de efluentes y estándares de evaluación de nuevas fuentes para 1974).
- 7.8 Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991. (Tratamiento químico del agua. Una guía industrial) Flick, Ernest W. Noyes Publications. E.U.A.
- 7.9 Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de tratamiento de agua. Degremont 6a. Edition Vol. I y II. E.U.A.).
- 7.10 Wastewater Engineering Treatment. Disposal, Reuse, 1991. 3a. Edition. USA. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reuso. Metcalf And Eddy. Mc Graw-Hill International Editions. 3a. Edición. E.U.A.).
- 7.11 Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México. Informe Final. Dic. 1995. Comisión Nacional del Agua, Departamento del Distrito Federal, Estado de Hidalgo y Estado de México.
- 7.12 Guía Para el Manejo, Tratamiento y Disposición de Lodos Residuales de Plantas de Tratamiento Municipales. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.
- 7.13 Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.
- 7.14 Impact of Wastewater Reuse on Groundwater In The Mezquital Valley, Hidalgo State, Mexico. Overseas Development Administration. Phase 1, Report - February 1995. (Impacto del reuso de las aguas residuales en aguas subterráneas, en el Valle del Mezquital, Estado de Hidalgo, México. Administración para el Desarrollo Exterior. Fase 1, Informe Febrero 1995).
- 7.15 Evaluación de la Toxicidad de Descargas Municipales. Comisión Nacional del Agua. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, noviembre de 1993.
- 7.16 Proyecto de Normatividad Integral para Mejorar la Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 7.17 Estudio de Disponibilidad de Agua en México en Función del Uso, Calidad y Cantidad. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.
- 7.18 Cost-Effective Water Pollution Control in The Northern Border of Mexico. Institute For Applied Environmental Economics (Tme), 1995. (Costo-efectividad del Control de la Contaminación del Agua en la Frontera Norte de México. Instituto de la Economía Ambiental Aplicada-1995).
- 7.19 XI Censo General de Población y Vivienda. INEGI/CONAPO 1990.
- 7.20 Criterios Ecológicos de Calidad del Agua. SEDUE. México, D.F. 1989.
- 7.21 Catálogo Oficial de Plaguicidas Control Intersectorial para el Control del Proceso y Uso de Plaguicidas, Fertilizantes y Sustancias Tóxicas. SARH, SEDESOL, SSA y SECOFI. México, D.F. 1994.

7.22 Indicadores Socioeconómicos e Índice de Marginación Municipal 1990. CONAPO/CNA.

7.23 Bases para el Manejo Integral de la Cantidad y Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería, UNAM, 1995.

7.24 Administración de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Reporte 1993. EUA. Comité Sobre el Manejo de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Consejo de Ciencia y Tecnología sobre Agua. Comisión de Sistemas Técnicos e Ingeniería. Consejo Nacional de Investigación.

7.25 NMX-AA-087-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con *Daphnia Magna* Straus (Crustacea-Cladocera).- Método de Prueba.

7.26 NMX-AA-110-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Artemia Franciscana* Kellogs (Crustacea-Anostraca).- Método de Prueba.

7.27 NMX-AA-112-1995-SCFI. Análisis de Agua y Sedimento.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Photobacterium Phosphoreum*.- Método de Prueba.

7.28 Operation of Wastewater Treatment Plants.- Manual of Practice No. 11.- Second Printing 1985. Water Pollution Control Federation. Washington. D.C. (Operación de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales.- Manual de Prácticas No. 11.- Segunda Edición 1985). Federación del Control de la Contaminación del Agua.

8. Observancia de esta Norma

8.1 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a los Gobiernos Estatales, Municipales y del Distrito Federal, en el ámbito de sus respectivas competencias, cuyo personal realizará los trabajos de verificación, inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

8.2 La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

La presente Norma Oficial Mexicana abroga a su similar NOM-CCA-031-ECOL/1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 18 de octubre de 1993.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- A partir de la fecha de entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal que cuente con planta de tratamiento de aguas residuales está obligado a operar y mantener dicha infraestructura de saneamiento, cuando su descarga no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma, el responsable de la descarga debe presentar a la autoridad competente su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en el punto 4.11 de esta Norma, según le corresponda.

SEGUNDO.- Las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 de esta Norma Oficial Mexicana, no serán aplicables cuando se trate de instalaciones nuevas o de incrementos en la capacidad o ampliación de las instalaciones existentes en fecha posterior a la entrada en vigor del presente instrumento, el responsable de la descarga deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana, en un periodo no mayor de 180 (ciento ochenta) días naturales posteriores al inicio de la actividad u operación del proceso generador, debiendo notificar a la autoridad competente dicha fecha.

TERCERO.- En tanto se alcanzan las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 y en el caso de que las descargas a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal contengan concentraciones de contaminantes superiores a los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana, el responsable de la descarga no podrá descargar concentraciones de contaminantes mayores a las que descargó durante los últimos tres años, de acuerdo con sus registros y los informes presentados ante la autoridad competente.

México, Distrito Federal, a los seis días del mes de abril de mil novecientos noventa y ocho.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca; Julia Carabias Llilo.- Rúbrica.

Lunes 21 de septiembre de 1998

DIARIO OFICIAL

17

NORMA Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-ECOL-1997, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS QUE SE REUSEN EN SERVICIOS AL PUBLICO.

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto en los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 5o. fracciones V y XI, 6o., 36, 37, 37 Bis, 117, 118 fracción I, 119, 121, 126, 171 y 173 la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 118 fracción III y 122 de la Ley General de Salud; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 y 47 fracciones III y IV de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, y

CONSIDERANDO

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 14 de enero de 1998, a fin de que los interesados, en un plazo de 60 días naturales, presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezzanine planta alta, colonia Tlacoapac, Delegación Alvaro Obregón, código postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha Norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 14 de agosto de 1998.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de normas oficiales mexicanas, el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 22 de abril de 1998, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-ECOL-1997, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS QUE SE REUSEN EN SERVICIOS AL PUBLICO

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Muestreo
6. Métodos de prueba
7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales y con las normas mexicanas tomadas como base para su elaboración
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma
1. Objetivo y campo de aplicación

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, con el objeto de proteger el medio ambiente y la salud de la población, y es de observancia obligatoria para las entidades públicas responsables de su tratamiento y reuso.

En el caso de que el servicio al público se realice por terceros, éstos serán responsables del cumplimiento de la presente Norma, desde la producción del agua tratada hasta su reuso o entrega, incluyendo la conducción o transporte de la misma.

2. Referencias

Norma Mexicana NMX-AA-003	Aguas residuales-Muestreo, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980.
Norma Mexicana NMX-AA-005	Aguas-Determinación de grasas y aceites-Método de extracción Solihet, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 8 de agosto de 1980.
Norma Mexicana NMX-AA-006	Aguas-Determinación de materia flotante-Método visual con malla específica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 5 de diciembre de 1973.
Norma Mexicana NMX-AA-028	Aguas-Determinación de demanda bioquímica de oxígeno.- Método de incubación por diluciones, publicada en Diario Oficial de la Federación el 6 de julio de 1981.
Norma Mexicana NMX-AA-034	Aguas-Determinación de sólidos en agua.- Método gravimétrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de julio de 1981.
Norma Mexicana NMX-AA-42	Aguas-Determinación del número más probable de coliformes totales y fecales.- Método de tubos múltiples de fermentación, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 22 de junio de 1987.
Norma Mexicana NMX-AA-102-1987	Calidad del Agua-Detección y enumeración de organismos coliformes, organismos coliformes termotolerantes y <i>Escherichia coli</i> presuntiva.- Método de filtración en membrana, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 28 de agosto de 1987.
Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996	Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997 y su aclaración, publicada en el citado órgano informativo el 30 de abril de 1997.

3. Definiciones

3.1 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.2 Aguas crudas

Son las aguas residuales sin tratamiento.

3.3 Aguas residuales tratadas

Son aquellas que mediante procesos individuales o combinados de tipo físicos, químicos, biológicos u otros, se han adecuado para hacerlas aptas para su reuso en servicios al público.

3.4 Contaminantes básicos

Son aquellos compuestos o parámetros que pueden ser removidos o estabilizados mediante procesos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: grasas y aceites, materia flotante, demanda bioquímica de oxígeno, y sólidos suspendidos totales.

3.5 Contaminantes patógenos y parasitarios

Son los microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representan un riesgo a la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los coliformes fecales medidos como NMP o UFC/100 ml (número más probable o unidades formadoras de colonias por cada 100 mililitros) y los huevos de helminto medidos como hM (huevos por litro).

3.6 Entidad pública

Los gobiernos de los estados, del Distrito Federal, y de los municipios, por sí o a través de sus organismos públicos que administren el agua.

3.7 Lago artificial recreativo

Es el vaso de formación artificial alimentado con aguas residuales tratadas con acceso al público para paseos en lancha, prácticas de remo y canotaje donde el usuario tenga contacto directo con el agua.

3.8 Lago artificial no recreativo

Es el vaso de formación artificial alimentado con aguas residuales tratadas que sirve únicamente de ornato, como lagos en campos de golf y parques a los que no tiene acceso el público.

3.9 Límite máximo permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, que no debe ser excedido por el responsable del suministro de agua residual tratada.

3.10 Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulta del promedio de los resultados de los análisis practicados a por lo menos dos muestras simples en un mes.

Para los coliformes fecales es la media geométrica; y para los huevos de helminto, demanda bioquímica de oxígeno₅, sólidos suspendidos totales, metales pesados y cianuros y grasas y aceites, es la media aritmética.

3.11 Reuso en servicios al público con contacto directo

Es el que se destina a actividades donde el público usuario esté expuesto directamente o en contacto físico. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana se consideran los siguientes reusos: llenado de lagos y canales artificiales recreativos con paseos en lancha, remo, canotaje y esquí; fuentes de ornato, lavado de vehículos, riego de parques y jardines.

3.12 Reuso en servicios al público con contacto indirecto u ocasional

Es el que se destina a actividades donde el público en general esté expuesto indirectamente o en contacto físico incidental y que su acceso es restringido, ya sea por barreras físicas o personal de vigilancia. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana se consideran los siguientes reusos: riego de jardines y camellones en autopistas, camellones en avenidas, fuentes de ornato, campos de golf, abastecimiento de hidrantes de sistemas contra incendio, lagos artificiales no recreativos, barreras hidráulicas de seguridad y panteones.

4. Especificaciones

4.1 Los límites máximos permisibles de contaminantes en aguas residuales tratadas son los establecidos en la Tabla 1 de esta Norma Oficial Mexicana.

TABLA I
LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES

TIPO DE REUSO	PROMEDIO MENSUAL				
	Coliformes fecales NMP/100 ml	Huevos de helminto (tr/l)	Grasas 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

4.2 La materia flotante debe estar ausente en el agua residual tratada, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana.

4.3 El agua residual tratada reusada en servicios al público, no deberá contener concentraciones de metales pesados y cianuros mayores a los límites máximos permisibles establecidos en la columna que corresponde a embalses naturales y artificiales con uso en riego agrícola de la Tabla 3 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, referida en el punto 2 de esta Norma.

4.4 Las entidades públicas responsables del tratamiento de las aguas residuales que reusen en servicios al público, tienen la obligación de realizar el monitoreo de las aguas tratadas en los términos de la presente Norma Oficial Mexicana y de conservar al menos durante los últimos tres años los registros de la información resultante del muestreo y análisis, al momento en que la información sea requerida por la autoridad competente.

5. Muestreo

Los responsables del tratamiento y reuso de las aguas residuales tratadas, tienen la obligación de realizar los muestreos como se establece en la Norma Mexicana NMX-AA-003, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana. La periodicidad y número de muestras será:

5.1 Para los coliformes fecales, materia flotante, demanda bioquímica de oxígeno, sólidos suspendidos totales y grasa y aceites, al menos 4 (cuatro) muestras simples tomadas en días representativos mensualmente.

5.2 Para los huevos de helminto, al menos 2 (dos) muestras compuestas tomadas en días representativos mensualmente.

5.3 Para los metales pesados y cianuros, al menos 2 (dos) muestras simples tomadas en días representativos anualmente.

6. Métodos de prueba

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deben aplicar los métodos de prueba indicados en las normas mexicanas a que se refiere el punto 2 de esta Norma. Para coliformes fecales, el responsable del tratamiento y reuso del agua residual, podrá realizar los análisis de laboratorio de acuerdo con la NMX-AA-102-1987, siempre y cuando demuestre a la autoridad competente que los resultados de las pruebas guardan una estrecha correlación o son equivalentes a los obtenidos mediante el método de tubos múltiples que se establece en la NMX-AA-42-1987. El responsable del tratamiento y reuso del agua residual, puede solicitar a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, la aprobación de métodos de prueba alternos. En caso de aprobarse, éstos pueden ser aplicados por otros responsables en situaciones similares. Para la determinación de huevos de helminto se deben aplicar las técnicas de análisis que se señalan en el anexo 1 de esta Norma.

7. Grado de concordancia con normas y lineamientos internacionales y con las normas mexicanas tomadas como base para su elaboración

7.1 No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma Oficial Mexicana se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente; tampoco existen normas mexicanas que hayan servido de base para su elaboración.

8. Bibliografía

8.1 APHA, AWWA, WPCF, 1994. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater 19th Edition. U.S.A. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales 19a. Edición. E.U.A.).

8.2 Code of Federal Regulations 40. Protection of Environmental 1992. (Código de Normas Federales 40. Protección al Ambiente) E.U.A.

8.3 Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Gerey, Limusa, México.

8.4 Manual de agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. McGraw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México.

8.5 Development Document for Effluent Limitation Guidelines and New Source Performance Standard for the 1974. (Documento de desarrollo de la U.S.E.P.A. para guías de límites de efluentes y estándares de evaluación de nuevas fuentes para 1974).

8.6 Water Treatment Handbook, 1991, Degremont 6th Edition Vol. I y II. U.S.A. (Manual de tratamiento de agua 1991) 3a. Edición Vols. I y II. E.U.A.

8.7 Wastewater Engineering Treatment, Disposal and Reuse, 1991. 3rd. Edition. U.S.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reuso) Metcalf and Eddy. McGraw-Hill International Editions. 3a. Edición. E.U.A.

8.8 Municipal Wastewater Reuse-Selected Readings on Water Reuse-United States Environmental Protection Agency-EPA 430/09-91-022 September, 1991. (Reuso de aguas residuales municipales-lecturas selectivas sobre el reuso del agua-Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos de América-EPA 430/09-91-022 septiembre 1991).

9. Observancia de esta Norma

9.1 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, a través de la Comisión Nacional del Agua, y a la Secretaría de Salud, en el ámbito de sus respectivas atribuciones, cuyo personal realizará los trabajos de inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley General de Salud y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

9.2 La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación. Las plantas de tratamiento de aguas residuales referidas en esta Norma que antes de su entrada en vigor ya estuvieran en servicio y que no cumplan con los límites máximos permisibles de contaminantes establecidos en ella, tendrán un plazo de un año para cumplir con los lineamientos establecidos en la presente Norma.

México, Distrito Federal, a los diecisiete días del mes de julio de mil novecientos noventa y ocho. La Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, Julia Carabias Lillo.- Rúbrica.

ANEXO I

TECNICA PARA LA DETERMINACION Y CUANTIFICACION DE HUEVOS DE HELMINTO

1. Objetivo

Determinar y cuantificar huevos de helminto en lodos, afluentes y efluentes tratados.

2. Campo de aplicación

Es aplicable para la cuantificación de huevos de helminto en muestras de lodos, afluentes y efluentes de plantas de tratamiento.

3. Definiciones

3.1 Helminto: término designado a un amplio grupo de organismos que incluye a todos los gusanos parásitos (de humanos, animales y vegetales) y de vida libre, con formas y tamaños variados.

3.2 Platyhelmintos: gusano dorsoventralmente aplanado, algunos de interés médico son: *Taenia solium*, *Hymenolepis nana* e *H. diminuta*, entre otros.

3.3 Nematelmintos: gusanos de cuerpo alargado y forma cilíndrica. Algunas especies enteroparásitas de humanos y animales son: *Ascaris lumbricoides*, *Toxocara canis*, *Enterobius vermicularis* y *Trichuris trichiura*, entre otros.

3.4 Método difásico: técnica de concentración que utiliza la combinación de dos reactivos no miscibles y donde las partículas (huevos, detritus), se orientan en función de su balance hidrofílico-lipofílico.

3.5 Método de flotación: técnica de concentración donde las partículas de interés permanecen en la superficie de soluciones cuya densidad es mayor. Por ejemplo, la densidad de huevos de helminto se encuentra entre 1.05 a 1.18, mientras que los líquidos de flotación se sitúan entre 1.1 a 1.4.

4. Fundamento

Utiliza la combinación de los principios del método difásico y del método de flotación, obteniendo un rendimiento de un 90%, a partir de muestras artificiales contaminadas con huevos de helminto de ascaris.

5. Equipo

Centrífuga: con intervalos de operación de 1,000 a 2,500 revoluciones por minuto

Periodos de operación de 1 a 3 minutos

Temperatura de operación 20 a 28 °C

Bomba de vacío: adaptada para control de velocidad de succión 1/3 hp

Microscopio óptico: con iluminación Köheler

Aumentos de 10 a 100X; platina móvil; sistema de microfotografía

Agitador de tubos: automático, adaptable con control de velocidad

Parrilla eléctrica: con agitación

Hidrómetro: con intervalo de medición de 1.1 a 1.4 g/cm³

Temperatura de operación: 0 a 4°C

5 Equipo

Centrifuga: Con intervalos de operación de 1000 a 2500 revoluciones por minuto

Periodos de operación de 1 a 3 minutos

Temperatura de operación 20 a 28 °C

Bomba de vacío: Adaptada para control de velocidad de succión 1/3 hp

Microscopio óptico: Con iluminación Köheler

Aumentos de 10 a 100X; Platina móvil; Sistema de microfotografía

Agitador de tubos: Automático

Adaptable con control de velocidad

Parrilla eléctrica: Con agitación

Hidrómetro: Con intervalo de medición de 1.1 a 1.4 g/cm³

Temperatura de operación: 0 a 4 °C

6 Reactivos

- Sulfato de zinc heptahidratado
- Acido sulfúrico
- Eter etílico
- Etanol
- Agua destilada
- Formaldehído

6.1 Solución de sulfato de zinc, gravedad específica de 1.3

- Fórmula
- Sulfato de zinc 800 g
- Agua destilada 1,000 ml

PREPARACION

Disolver 800 g de sulfato de zinc en 1,000 ml de agua destilada y agitar en la parrilla eléctrica hasta homogeneizar, medir la densidad con hidrómetro. Para lograr la densidad deseada agregar reactivo o agua según sea el caso.

6.2 Solución de alcohol-ácido

- Fórmula
- Acido sulfúrico 0.1 N 650 ml
- Etanol 350 ml

PREPARACION

Homogeneizar 650 ml del ácido sulfúrico al 0.1 N, con 350 ml del etanol para obtener un litro de la solución alcohol-ácida. Almacenarla en recipiente hermético.

7. Material

- Garrafrones de 8 litros
- Tamiz de 160 mm (micras) de poro
- Probetas graduadas (1 litro y 50 ml)
- Gradillas para tubos de centrifuga de 50 ml
- Pipetas de 10 ml de plástico
- Aplicadores de madera
- Recipientes de plástico de 2 litros
- Guantes de plástico

- Vasos de precipitado de 1 litro
- Bulbo de goma
- Magneto
- Cámara de conteo Doncaster
- Celda Sedgwich-Rafter

8 Condiciones de la muestra

- 1 Se transportarán al laboratorio en hieleras con bolsas refrigerantes o bolsas de hielo.
- 2 Los tiempos de conservación en refrigeración y transporte deben reducirse al mínimo.
- 3 Si no es posible refrigerar la muestra líquida, debe fijarse con 10 ml de formaldehído al 4% o procesarse dentro de las 48 horas de su toma.
- 4 Una muestra sólida debe refrigerarse y procesarse en el menor tiempo posible.

9 Interferencias

La sobreposición de estructuras y/o del detritus no eliminado en el sedimento, puede dificultar su lectura, en especial cuando se trata de muestras de lodo. En tal caso, es importante dividir el volumen en alícuotas que se consideren adecuadas.

10 Precauciones

- 1 Durante el procesado de la muestra, el analista debe utilizar guantes de plástico para evitar riesgo de infección.
- 2 Lavar y desinfectar el área de trabajo, así como el material utilizado por el analista.

11 Procedimiento

1 Muestreo

- a) Preparar recipientes de 8 litros, desinfectándolos con cloro, enjuagándolos con agua potable a chorro y con agua destilada.
- b) Tomar 5 litros de la muestra (ya sea del afluente o efluente).
- c) En el caso de que la muestra se trate de lodo, preparar en las mismas condiciones recipientes de plástico de 1 litro con boca ancha.
- d) Tomar X gramos de materia fresca (húmeda) que corresponda a 10 g de materia seca.

2 Concentrado y centrifugado de la muestra

- a) La muestra se deja sedimentar durante 3 horas o toda la noche.
- b) El sobrenadante se aspira por vacío sin agitar el sedimento.
- c) Filtrar el sedimento sobre un tamiz de 160 mm (micras), enjuagando también el recipiente donde se encontraba originalmente la muestra y lavar enseguida con 5 litros de agua (potable o destilada).
- d) Recibir el filtrado en los mismos recipientes de 8 litros.
- e) En caso de tratarse de lodos, la muestra se filtrará y enjuagará en las mismas condiciones iniciando a partir del inciso c.
- f) Dejar sedimentar durante 3 horas o toda la noche.
- g) Aspirar el sobrenadante al máximo y depositar el sedimento en una botella de centrifuga de 250 ml, incluyendo de 2 a 3 enjuagues del recipiente de 8 litros.
- h) Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400-2,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
- i) Decantar el sobrenadante por vacío (asegurarse de que exista la pastilla) y resuspender la pastilla en 150 ml de $ZnSO_4$ con una densidad de 1.3.
- j) Homogeneizar la pastilla con el agitador automático, o aplicador de madera.
- k) Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400-2,000 rpm por 3 minutos).
- l) Recuperar el sobrenadante vertiéndolo en un frasco de 2 litros y diluir cuando menos en un litro de agua destilada.

- m) Dejar sedimentar 3 horas o toda la noche.
- n) Aspirar al máximo el sobrenadante por vacío y resuspender el sedimento agitando, verter el líquido resultante en 2 tubos de centrifuga de 50 ml y lavar de 2 a 3 veces con agua destilada el recipiente de 2 litros.
- c) Centrifugar a 480 g por 3 minutos (2,000-2,500 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
- p) Reagrupar las pastillas en un tubo de 50 ml y centrifugar a 480 g por minutos (2,000-2,500 rpm por 3 minutos).
- q) Resuspender la pastilla en 15 ml de solución de alcohol-ácido (H_2SO_4 0.1 N) + C_2H_5OH a 33-35% y adicionar 10 ml de éter etílico.
- r) Agitar suavemente y abrir de vez en cuando los tubos para dejar escapar el gas (considerar que el éter es sumamente inflamable y tóxico).
- s) Centrifugar a 660 g por 3 minutos (2,500-3,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
- t) Aspirar al máximo el sobrenadante para dejar menos de 1 ml de líquido, homogeneizar la pastilla y proceder a cuantificar.

3 Identificación y cuantificación de la muestra

- a) Distribuir todo el sedimento en una celda de Sedgwich-Rafter o bien en una cámara de conteo de Doncaster.
- b) Realizar un barrido total al microscopio.

12 Cálculos

1 Para determinar los rpm de la centrifuga utilizada, la fórmula es:

$$rpm = \sqrt{\frac{Kg}{r}}$$

Donde:

- g: fuerza relativa de centrifugación
- K: constante cuyo valor es 89,456
- r: radio de la centrifuga (spindle to the centre of the bracker) en cm

La fórmula para calcular g es:

$$g = \frac{r (rpm)^2}{K}$$

2 Para expresar los resultados en número de huevecillos por litro es importante tomar en cuenta el volumen y tipo de la muestra analizada.

13 Formato

No aplica.

14 Bibliografía

- 1 APHA, AWWA, WPCF, 1992 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 19th Ed., Washington. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales, 19a. Edición E.U.A.)
- 2 CETESB, São Paulo, 1989 Helminthos e Protozoários Patogénicos Contagem de Ovos e Cistos en Amostras Ambientais.
- 3 Schwartzbrod, J., 1996 Traitement des Eaux Usees de Mexico en Vue d'une Reutilisation a des Fins Agricoles. Reunión de Expertos para el Análisis del Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería UNAM, 86 p.

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 4

CARACTERIZACION DE LAS DESCARGAS

- 4.1 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA DE TRABAJO
- 4.2 METODOS DE ANALISIS
- 4.3 DETERMINACION DE CARACTERISTICAS FISICAS
- 4.4. NUTRIENTES APORTADOS POR ACTIVIDADES HUMANAS
- 4.5 POTENCIAL HIDROGENO
- 4.6 CARACTERISTICAS QUIMICAS
- 4.7 CARACTERISTICAS BIOLÓGICAS
- 4.8 MUESTREO Y CONSERVACION
- 4.9 TECNICAS DE MUESTREO
- 4.10 ESTIMACION DE LAS DESCARGAS
- 4.11 MEDICION DE GASTOS

4. CARACTERIZACION DE LAS DESCARGAS

El caudal y las características del agua residual generada por una población, son función del tipo de actividades que se desarrollan dentro de cada localidad, siendo características específicas de cada una de ellas, por lo que es necesario aforar, muestrear y analizar las aguas residuales en forma particular.

Un estudio para conocer las características de las descargas de agua residual incluye, diversas actividades como: inspección global del sistema de alcantarillado, localización de zonas (residencial, industrial y de servicio), localización de la o las descargas, medir las descargas, establecer los sitios de muestreo, coleccionar muestras y analizarlas.

4.1 Reconocimiento de la zona de trabajo

Es necesario contar con el plano de alcantarillado y en él localizar la o las descargas con sus cotas de la plantilla, localizar también los pozos de visita que se encuentran cerca de éstas, conocer los niveles tanto de plantilla como del terreno. Se deben localizar en el plano las principales industrias existentes en la población, con todos los datos de sus efluentes (gastos, análisis fisico-químicos, tratamientos) y horarios de funcionamiento. Localizar las zonas habitacionales y los establecimientos que hagan grandes aportaciones de aguas residuales (clubes, internados, baños públicos, etc).

Es importante también contar con datos del sistema de agua potable como son dotación, gasto real y variaciones horarias para poder conocer el comportamiento promedio del abastecimiento de agua durante el día, semanas, meses y de ser posible de todo un año, ya que estos nos señalarán el comportamiento del agua que escurre en los drenajes y en las descargas, datos que se requieren para el diseño de la planta.

Deberá hacerse un recorrido por las partes que se consideran importantes, entre ellas la o las descargas, los pozos de visita, y los lugares en que se tomaran las muestras y se harán mediciones del caudal.

4.2 Métodos de análisis

Los métodos de análisis que se utilizan para definir las características físicas, químicas y microbiológicas de las aguas residuales, son los establecidos en las Normas Oficiales Mexicanas y en ausencia de estas son las señaladas en la publicación "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER", preparada y publicada conjuntamente por la AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION, AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION Y WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION de los Estados Unidos de América.

Las unidades de uso común para expresar los resultados de los análisis físicos y químicos que describen las características correspondientes de las aguas residuales son:

BASE	APLICACIÓN	UNIDAD
ANÁLISIS FÍSICO		
⇒ DENSIDAD	Masa de solución	kg/m ³
	Unidad de Volumen	
⇒ PORCIENTO VOLUMEN	Volumen soluto x 100	% (por vol)
	Total volumen solución	
⇒ PORCIENTO EN MASA	Masa de soluto x 100	% (por masa)
	Combinación masa soluto + solvente	
⇒ RELACIÓN EN VOLUMEN	mililitros	ml/l
	litros	
⇒ MASA POR UNIDAD DE VOLUMEN	Microgramos	µg/l
	litros de solución	
	miligramos	mg/l
	litros de solución	
	gramo	g/m ³
metros cúbicos de solución		
⇒ RELACIÓN DE MASA	Miligramos	ppm
	10 ⁶ miligramos	
ANÁLISIS QUÍMICOS		
⇒ MOLARIDAD	Moles de soluto	mol/kg
	1000 gramos de solvente	
	moles de soluto	mol/l
	litros de solución	
	equivalente de soluto	equiv/l
	litros de solución	
	Milequivalentes de soluto	meq/l
litros de soluto		

4.3 Determinación de características físicas

La mayor parte de nuestras impresiones sobre la calidad del agua se basan en sus características físicas; esperamos que el agua sea clara, incolora e inodora.

En la tabla 4.1. se indican los análisis de uso común para determinar las impurezas físicas de las aguas residuales.

Aparte de los gases disueltos, todos los contaminantes en el agua contribuyen a la carga de sólidos (ver fig. 4.1 y 4.2)

Los sólidos suspendidos o no filtrables de una muestra de agua de río se determina por métodos gravimétricos utilizando un filtro de fibra de vidrio.

Ejemplo de determinación de sólidos.

Calcular los sólidos suspendidos con base en los siguientes datos de laboratorio.

Volumen de muestra = 200 ml

Tara filtro = 1.3255 g

Masa filtro + sólidos = 1.3286 g

Solución: MASA = 1.3286 - 1.3255 g = 0.0031 g = 3.1 mg

$$\text{SOLIDOS SUSPENDIDOS (SS)} = \frac{3.1 \text{ mg} \times 1000 \text{ ml/l}}{200 \text{ ml de muestra}} = 15.5 \text{ mg/l}$$

TABLA 4.1 ANALISIS PARA DETERMINAR LAS IMPUREZAS FISICAS EN AGUA Y AGUAS RESIDUALES

PRUEBA	ABREVIATURA	DEFINICION	USO
♦ TURBIEDAD	UNT	UnidadesNefelométricas de turbiedad	Estimar la claridad del agua
♦ SOLIDOS			
Sólidos totales	ST		Evaluar el potencial de las aguas residuales para rehuso y determinar el proceso más apropiado para su tratamiento
Sólidos totales volátiles	STV		Rehuso y determinar el proceso más apropiado para su tratamiento
Sólidos suspendidos	SS		
Sólidos suspendidos volátiles	SSV		Materia orgánica para procesos biológicos
Sólidos disueltos totales (ST-SS)	SDT		Las pruebas de SDT evalúan la adecuabilidad de las fuentes de agua para uso municipal, industrial o agrícola
Sólidos sedimentables ml/l			Para determinar aquellos sólidos que asentarán por acción de la gravedad en un periodo de tiempo específico; los datos de la prueba se utilizan para diseño de instalaciones de sedimentación
♦ COLOR		Varios matices de amarillo, café claro, gris negro	Para evaluar la presencia de agentes colorantes naturales y sintéticos en el agua. Para evaluar la condición del agua residual (fresca o séptica)
♦ OLOR	CUMOD	Conocer umbal mínima de olor detectable	Para conocer septicidad o frescura del agua residual
♦ TEMPERATURA	°C		Para diseñar y operar sistemas de tratamiento biológico y de otro tipo; para determinar la concentración de saturación

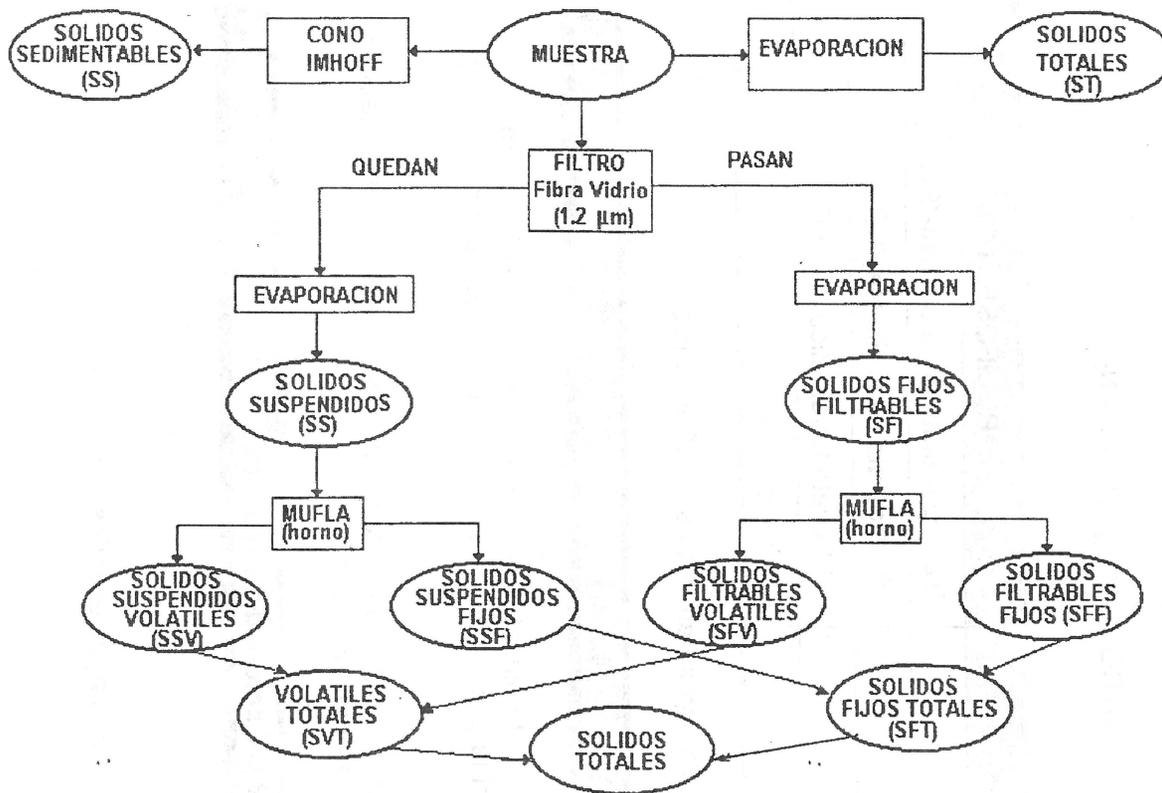


FIG. 4.1 INTERRELACION DE SOLIDOS EN AGUA Y AGUAS RESIDUALES

4.4 Nutrientes aportados por actividades humanas

El nitrógeno y el fósforo son esenciales para el crecimiento de plantas y animales. Por esta razón a estos elementos se les conoce como nutrientes o bioestimulantes.

Desde el punto de vista de calidad del agua son de interés:

NITROGENO ORGANICO UREA -----> [CO(NH₂)₂]
 AMONIACO -----> NH₃ NITRATOS -----> NO₃⁻
 NITRITOS -----> NO₂⁻ NITROGENO (gas) -----> N₂

ORTOFOSFATOS	POLIFOSFATOS
Fosfato trisodico (Na ₃ PO ₄)	Exametafosfato de sodio [Na ₃ (PO ₃) ₆]
Fosfato disodico (Na ₂ HPO ₄)	Tripolifosfato de sodio Na ₅ P ₃ O ₁₀
Fosfato monosodico (Na ₂ H ₂ PO ₄)	Pirofosfato tetrasodico Na ₄ P ₂ O ₇
Fosfato Diamonico [(NH ₄) ₂ HPO ₄]	Fósforo orgánico

(La concentración de fósforo en efluentes tratadas es de 10 a 20 mg/l)

4.5 pH

Cuando se disuelven en el agua contaminantes que tienen grupos H⁺ ó OH⁻ ionizables, el equilibrio entre H₂O₁⁺ y OH⁻ cambia y el valor del pH aumenta (se torna mas básico) o disminuye (se torna mas ácido).

El pH es sumamente importante en la ingeniería sanitaria y ambiental, porque afecta a las reacciones químicas y a los sistemas biológicos.

4.6 Características químicas

MATERIA ORGANICA

La presencia de materia orgánica en el agua es indeseable porque:

- ◆ puede producir olores.
- ◆ puede impartir olores y sabores.
- ◆ causa disminución del oxígeno disuelto en ríos y lagos.
- ◆ interfiere con los procesos de tratamiento.
- ◆ Forma compuestos halogenados cuando se agrega cloro al agua con fines de desinfección.

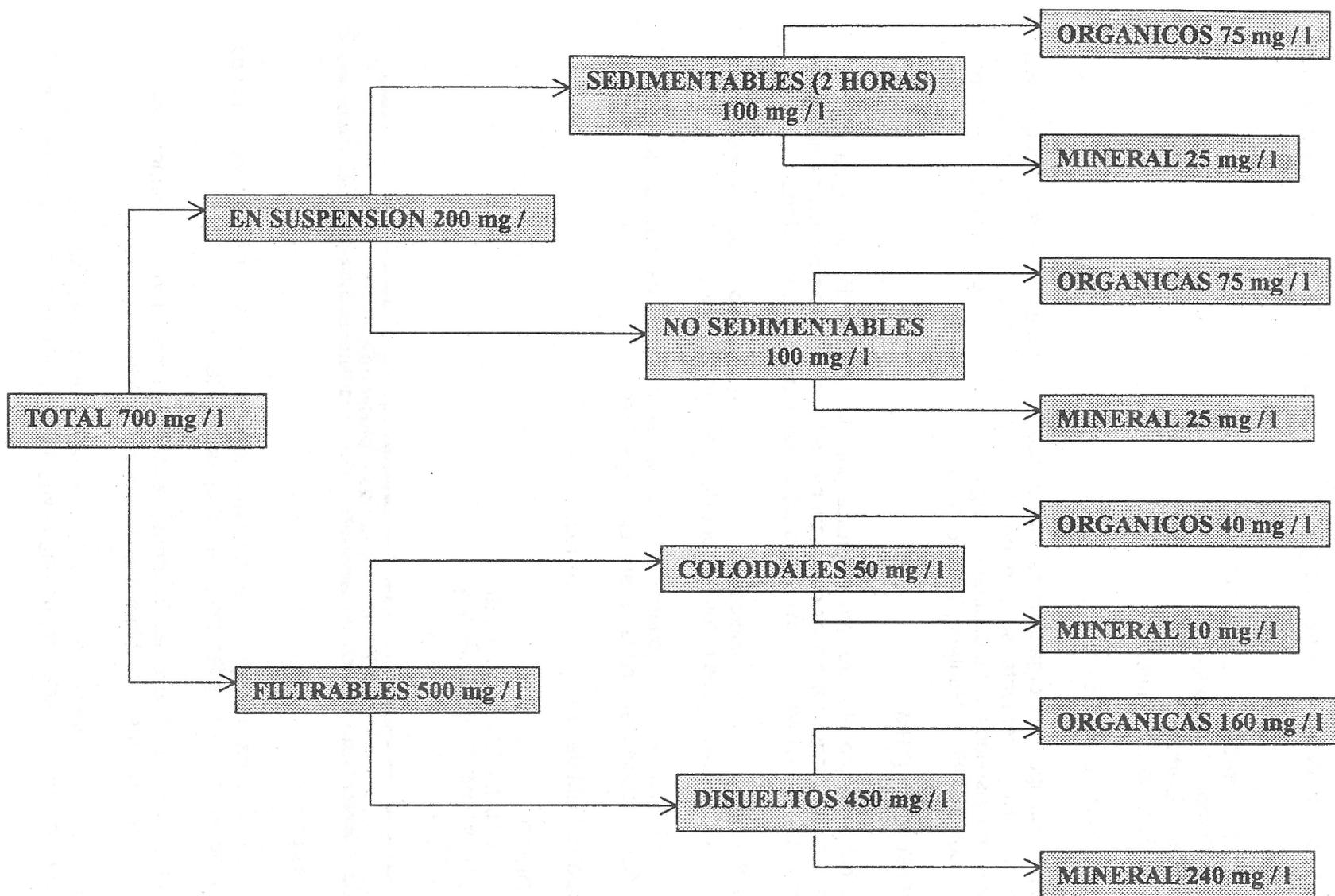


FIG. 4.2 CLASIFICACION PROMEDIO DE SOLIDOS PRESENTES EN AGUA RESIDUALES DOMESTICAS

PLAGUICIDAS Y AGROQUIMICOS

En general se agrupan en cuatro categorías principales con base en su estructura molecular.

- ◆ Hidrocarburos clorados - Aldrin, DDT
- ◆ Organo fosforados - Malation
- ◆ Carbamatos - Carbil
- ◆ Derivados de Urea - Fenuron

SOLVENTES PARA LIMPIEZA

Algunos de los compuestos orgánicos de esta categoría se sabe o se sospecha que son carcinógenos. Recientemente se han detectado en las aguas subterráneas en las proximidades de instalaciones industriales. Algunos de los más comunes son: acetona, Benceno, Alcohol metílico, Heptano, Tricloroetano.

TRIHALOMETANOS (THM)

Se ha descubierto que el cloro que se utiliza para la desinfección del agua y de las aguas residuales, puede reaccionar con algunos de las sustancias orgánicas presentes para formar CLOROFORMO (un trihalometano) y otros hidrocarburos clorados.

Las sustancias orgánicas involucradas en la reacción con cloro se conocen como precursores. Se sospecha que estos compuestos son cancerígenos.

En general los THM se forman cuando elementos del grupo de los halógenos CLORO, BROMO, YODO reaccionan con las sustancias orgánicas.

Los principales THM de interés en aguas residuales

CLOROFORMO - CHCl_3
BROMODICLORAMETANO - CHCl_2Br
CLORODIBROMOMETANO - CHClBr_2
BROMOFORMO - CHBr_3

4.7 Características biológicas

Número mas probable de coliformes

Los indicadores para identificar la contaminación biológica, son los organismos coliformes totales, coliformes fecales y los estreptococos fecales.

Lo mas utilizados en México es la identificación de organismos coliformes por los métodos del Número mas probable o del filtro de membrana.

La presencia de coliformes totales indica contaminación en general, ya que muchos de estos microorganismos pueden ser de origen vegetal, animal o humano, por lo que se

hace necesario continuar la prueba y determinar cuantos de los coliformes encontrados son de origen humano.

La presencia de coliformes fecales humanos o de estreptococos fecales no se utiliza para determinar la toxicidad de estos, sino como indicador de contaminación por excreta humana, ya que las evacuaciones humanas siempre llevan bacterias patógenas procedentes de seres humanos enfermos o portadores asintomáticos de estas bacterias, es decir individuos que aunque no sientan síntomas de enfermedad en su intestino llevan las bacterias que pueden causar enfermedad (patógenas), se considera así, que si se encuentran coliformes, puede contener organismos causantes de muchas enfermedades.

4.8 Muestreo y preservación de muestras

El tipo de muestra y las técnicas de muestreo están determinadas en las Normas Oficiales Mexicanas (NOM), aquí se señalan algunas recomendaciones complementarias.

Técnicas de muestreo para aguas residuales.

Una muestra es parte de un todo, y esta muestra representará las características de este todo, en el caso que nos ocupa este todo será el agua residual que se está caracterizando, en determinado punto de la planta, ya sea de producción o de tratamiento de aguas. La mayoría de las conclusiones, decisiones y acciones que se tomen en el diseño y/o en la operación de la planta de tratamiento, dependerán en gran medida, de los resultados de la muestra.

Generalmente, las muestras se definen e identifican por el tipo y método de muestreo. Una muestra puede ser de tipo simple o compuesta y puede ser colectado por un método manual o automático.

Una muestra simple es aquella que se toma en un instante en particular, y representa las condiciones existentes en ese momento, este tipo de muestras se requieren para determinar ciertos parámetros, como por ejemplo: ph, cloro residual, oxígeno disuelto, grasas y aceites y coliformes totales y fecales. Algunas de estas determinaciones como pH, cloro residual, temperatura y oxígeno disuelto, pueden monitorearse en forma continua usando sensores. El uso de estos instrumentos reducen el tiempo entre muestreo y análisis además de ser precisos, sin embargo requieren de un programa periódico llevado por personal calificado, de limpieza, calibración y mantenimiento, de los equipos utilizados. Otras situaciones donde una muestra simple puede utilizarse es:

- ◆ Cuando el agua a muestrear no presenta variaciones considerables, en cuanto a sus características y al caudal.
- ◆ Cuando en la corriente en estudio o en la planta de tratamiento llega una descarga inusual, y a partir de esta muestra se trate de determinar el tipo y fuente de la descarga.
- ◆ Cuando el flujo de descarga de agua residual sea intermitente, por ejemplo en algunos procesos industriales.

- ◆ Cuando las muestras compuestas pueden ocultar condiciones extremas (ejem ph; temp).
- ◆ y cuando las autoridades respectivas requieren que se determinen cierto parámetros con muestras individuales.

El volumen mínimo de una muestra es de 1 a 2 litros.

Una muestra compuesta se forma por varias simples tomadas a diferentes tiempos. Estas muestras se obtienen mezclando muestras simple en volúmenes proporcionales al gasto o flujo de descarga medido en el sitio y en el momento del muestreo.

Supóngase

V = Volumen total de la muestra que se tomará

V_i = Volumen de cada muestra individual de la muestra compuesta

Q_i = Caudal instantáneo en el momento en que la muestra es tomada

Q_t = Gasto total en el momento de la muestra

n = número de muestras que deben ser mezcladas

Q_m = Caudal promedio de todas las muestras

$$\frac{V}{Q} = \frac{V}{nQ_m} = \frac{V_i}{Q_i}$$

$$V_i = \left(\frac{V}{nQ_m} \right) Q_i$$

Para pequeñas variaciones, las muestras deben tomarse a intervalo entre 2 y 24 horas o cuando la norma lo establezca.

Las muestras individuales de la muestra compuesta deben tener entre 25 y 100 ml, y el volumen del compuesto debe tener entre 2 y 4 litros

Ejemplo: Muestras tomadas en un emisor de aguas residuales

NO. DE MUESTRA	GASTO (M ³ /H)
1	250
2	215
3	190
4	165
5	155
6	205
7	290
8	330
9	420
10	510
TOTAL	2730

$$Q_m = \frac{2730}{10} = 273$$

Considerando una muestra compuesta de 3 litros, ¿cuantos mililitros de cada muestra deben tomarse?

1. Determinar el volumen de muestra necesaria para cada unidad de caudal

$$\frac{V_i}{Q_i} = \frac{V}{nQ_m} = \frac{3000}{(10)(273)} = 1.1 \text{ ml}$$

$$\frac{V_i}{Q_i} = 1.1 \quad V_i = 1.1 Q_i$$

NO. DE MUESTRA	ML DE CADA MUESTRA
1	1.1 x 250 = 275
2	1.1 x 215 = 236
3	1.1 x 190 = 209
4	1.1 x 165 = 181
5	1.1 x 155 = 170
6	1.1 x 205 = 226
7	1.1 x 290 = 319
8	1.1 x 330 = 363
9	1.1 x 420 = 462
10	1.1 x 510 = 561
TOTAL	= 3002

4.9 Técnicas de muestreo

Muestreo para análisis fisicoquímicos. Se muestrea según sean las condiciones del lugar, sumergiendo el envase en el sitio de muestreo o si es necesario se puede utilizar algún muestreador y verter su contenido en la botella o directamente según el tipo de muestreador. Es importante que los recipientes estén limpios en su exterior y procurar muestrear a contracorriente para evitar adulterar la muestra con contaminantes externos a la descarga.

En el caso de descargas de aguas residuales que fluyan libremente, en forma de chorro, se toma la muestra directamente en la descarga. Si la descarga fluye en canales o colectores, se recomienda tomar la muestra en el centro del canal o colector, de preferencia en lugares donde el flujo sea turbulento, a fin de asegurar un buen mezclado.

La elección de los puntos de muestreo está en función de los objetivos del estudio y la experiencia de quien lo realice.

Oxígeno disuelto. La toma de muestras para la determinación de oxígeno disuelto deberá efectuarse con cuidado evitando el burbujeo o agitación. En aguas poco profundas se puede muestrear directamente con una botella de boca angosta con tapón esmerilado. En el caso de muestrear a más de un metro de profundidad existen los muestreadores Winkler (específicos para oxígeno disuelto) y el Kemmerer, tomando las precauciones debidas para evitar burbujeos al introducir la muestra a la botella de 300 ml, donde se realizará el análisis. Es recomendable registrar la temperatura de la muestra lo más preciso posible en el momento de tomarla y efectuar el análisis inmediatamente, por lo menos fijar el oxígeno y después realizar la titulación con los reactivos químicos del método empleado.

Actualmente existen en el mercado medidores de oxígeno analógicos o digitales, que bien calibrados y tomando las precauciones adecuadas, permiten realizar las determinaciones de este parámetro sin complicaciones.

Grasas y aceites. Es muy importante cuidar que la muestra sea representativa, ya que una característica de las grasas y aceites es que se agrupan en la superficie de los cuerpos de agua, formando natas en determinadas zonas, por lo cual la muestra se toma superficialmente en frascos de un litro evitando derramarlos. En caso de aceites emulsionados, la muestra se toma a 20 ó 30 cm. de profundidad, cuando no haya mucha turbulencia para asegurar una mayor representatividad.

Cuando el análisis no puede efectuarse inmediatamente, se conserva la muestra a un pH de 2 o menos, adicionando 5 ml. de HCl concentrado y refrigerandola a 4°C, se recomienda no almacenarla por más de 24 horas.

Muestreo para análisis bacteriológicos. Cuando se toma la muestra directamente, se procede de la siguiente manera: tomar la botella cerca de su base, aflojar ligeramente el tapón, sumergirla cerrada (15-20 cm), con el cuello hacia abajo, colocándolo finalmente en sentido contrario a la corriente para evitar que el agua que entre a la botella toque

primero las manos, después se destapa la botella y se gira de modo que el cuello quede ligeramente mas elevado que la base, se deja que se llene, las 3/4 partes, dejando un espacio suficiente para facilitar el mezclado previo al análisis.

Identificación de los muestras y registro de campo, conservación, transporte y almacenamiento de muestras. Se seguirá lo establecido en la NOMAA-3-1980 (ANEXO)

4.10 Estimación de las descargas

Los valores específicos de utilización de agua potable son de gran importancia para el ingeniero diseñador, sobre todo en la planeación de plantas para tratamiento de aguas residuales. Dependiendo del país, el consumo específico de agua puede mostrar grandes variaciones. En Europa, un valor común es de 200 l/H-d (ATV, 1985) y, en Estados Unidos de Norteamérica, el valor puede variar entre 350 y 700 l/H-d (MetcalfEddy, 1979), En México, el ingeniero sanitario utiliza comúnmente valores entre 200 y 300 l/H-d. Considerando un consumo de agua potable de 200 l/H-d y, que del 75% al 85% del consumo se desecha como aguas residuales, se puede considerar que cada 1,000 habitantes producen 1.96 l/s de aguas residuales como promedio.

Los gastos mínimos tienen lugar durante las primeras horas de la mañana y los máximos por lo general despues de medio día, las fluctuaciones se deben tomar en cuenta para el diseño y operación del tratamiento. La calidad de las aguas residuales que llegan al emisor varia constantemente, la calidad de las aguas residuales por la mañana es diferente a la calidad de la tarde.

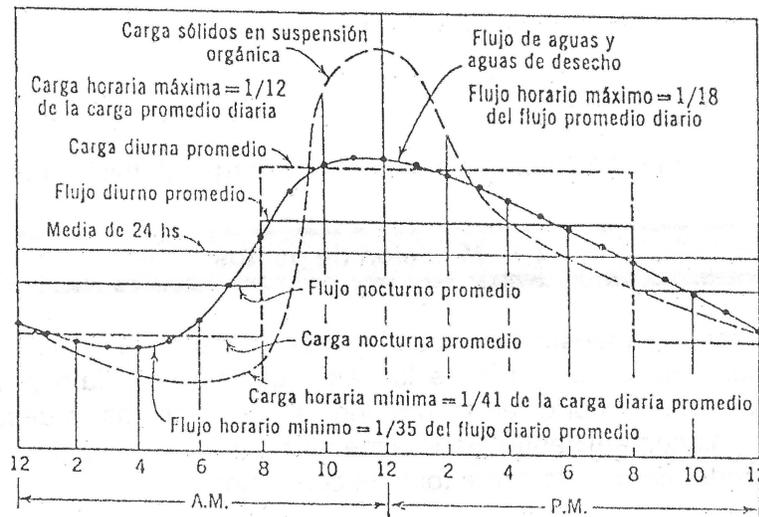


Fig. 4.2 Variación de flujo y carga de contaminantes en las aguas residuales municipales.

Se sabe, debido a numerosas mediciones, que los cambios de caudales son menos bruscos conforme aumenta el número de habitantes. Las poblaciones pequeñas muestran grandes variaciones entre los caudales del día y de la noche. Conforme aumenta el tamaño del sistema de captación de aguas residuales, la magnitud de los cambios es menor debido a la capacidad de almacenamiento del sistema de drenaje.

Con objeto de amortiguar y absorber los "picos" de caudal, Metcalf & Eddy (1979) proponen la figura 4.3 para el escalamiento de los caudales promedio dependiendo de la población o de los caudales por tratar.

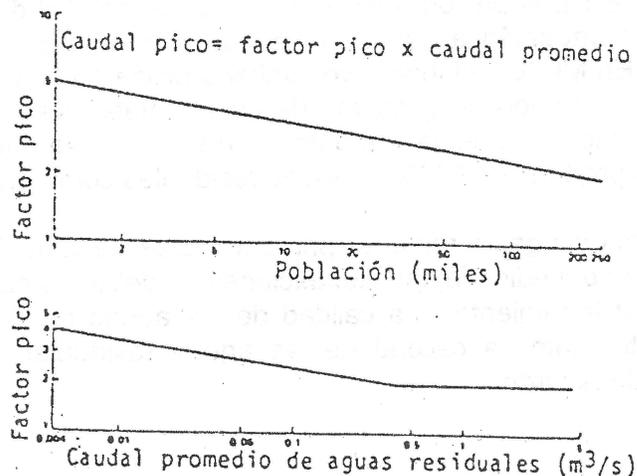


Fig. 4.3 Factores pico para descargas domiciliarias

4.11 Medición de gastos

Cuando se colectan las muestras en los sitios de muestreo uno de los parámetros a medir en ese momento es el gasto de la descarga, sin ese dato prácticamente son inútiles los datos que reporte el laboratorio al analizar las muestras, porque la concentración de los contaminantes generalmente se reporta en mg/l y sin el flujo de la descarga no se podrá calcular la carga total de contaminantes.

Debido a que el agua residual transporta contaminantes sólidos que tienen diversos orígenes y formas, no cualquier dispositivo para medición ha demostrado ser eficiente.

En el mercado se puede obtener una variedad de equipos para la medición de gastos, sin embargo, es importante referirse a los métodos más sencillos y económicos.

TUBERIAS A PRESION

MEDIDORES TIPO VENTURI. Los medidores tipo Venturi (Figura 4.4) ofrecen un método exacto de medir el flujo con una pérdida de carga mínima. Se usa mayormente para tuberías de gran diámetro. La garganta Venturi tiene una sección convergente y una sección divergente gradual para disminuir las pérdidas de carga.

La medida de flujo se basa en la ecuación de Bernoulli.

BOQUILLAS. Una forma acortada de medidor tipo Venturi es el medidor de boquilla, el cual tiene una entrada corta en forma de boca de campana redondeada y una expansión abrupta más allá de ella. La ecuación de descarga es similar a la del medidor Venturi, pero la recuperación de la carga de velocidad, más allá del medidor, es bastante pequeña.

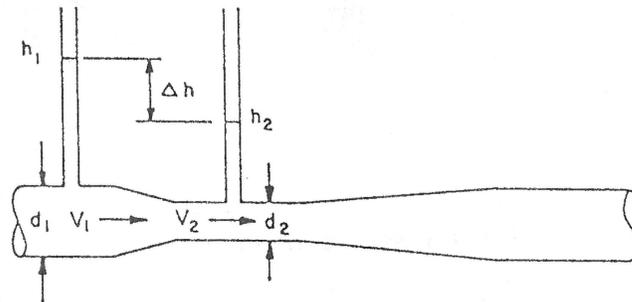


Fig. 4.4 Medidor Tipo Venturi

ORIFICIOS. Un orificio, consistente de una placa delgada con un orificio central, es un método usual de medir el flujo en tuberías grandes (figura 4.5) pero el orificio tiene la ventaja de que es corto y por lo tanto puede instalarse en longitudes cortas de tubería recta. Las longitudes requeridas de tubería recta, a cada lado del orificio, son similares a las de los medidores Venturi. Para obtener resultados precisos, el orificio deberá calibrarse en el sitio.

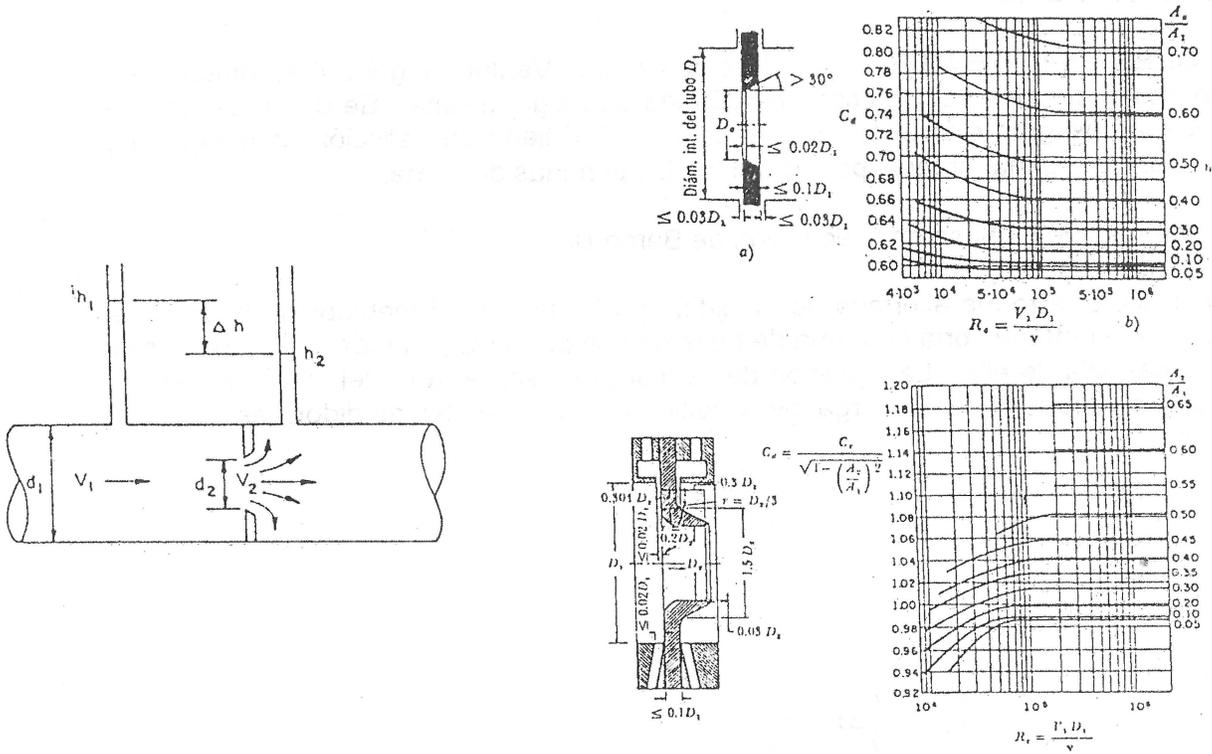


Fig. 4.5 Medidor de orificio

MEDIDORES DE CODO. En el exterior de un codo, en una tubería, se ejerce una presión mayor que en el interior, debido a la fuerza centrífuga. La diferencia de presión se puede usar para medir el flujo. El medidor deberá calibrarse en el sitio.

MEDIDORES MECANICOS. Típicamente los medidores mecánicos miden flujos de agua. Un medidor mecánico común tiene un disco giratorio inclinado con un rodillo que gira una carátula. Otros tipos tienen ruedas giratorias, lóbulos o propelas. Hay también un medidor que reacciona al arrastre en una paleta curva sumergida en el flujo. El medidor registra también flujos en conductos parcialmente llenos.

ROTAMETRO. Consiste de un tubo de cristal vertical calibrado el cual tiene una reducción aumentando hacia arriba el diámetro. En el flujo ascendente a través del tubo, se suspende una boya. Las posiciones de la boya de por sí son tales, que el arrastre sobre él (que depende del flujo que pasa y del diámetro del tubo) iguala el peso sumergido. La boya podría ser, ya sea en forma de esfera o un reducido con paletas, para hacerlo girar y centrarlo por sí mismo en el tubo.

INDUCCION ELECTROMAGNETICA. Al crear un campo magnético alrededor de una tubería de material no conductor y al ionizar el líquido insertando electrodos, se induce una fuerza electromotriz que puede medirse. La ventaja del método es que no hay pérdida de carga, y una variedad de líquidos, incluyendo aguas residuales, podrían medirse por este medio. En adición se está desarrollando una técnica similar basada en la velocidad sónica de una onda de choque inducida. Esta técnica tampoco obstruirá el flujo.

MEDIDA DE MASA Y VOLUMEN. Los métodos más exactos de medida son por masa o por volumen. Para medir la masa o el peso de un fluido corriendo por cierto tiempo, el flujo se desvía dentro de un tanque de pesaje.

El volumen de flujo podría ser medido del volumen de llenado en un cierto tiempo.

CONDUCTOS A GRAVEDAD (CANALES)

Vertedores. Se le llama vertedor a un dispositivo hidráulico que consiste en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua. Hay diferentes clases de vertedores según la forma que adopte la vena líquida siendo los más comunes: rectangular, trapecial, triangular y circulares.

Los vertedores que se usan para medir descargas o flujos relativamente pequeños son de pared delgada, cuando la longitud de la cresta del vertedor en dirección a la corriente es apreciable, se denominan vertedores de las presas para control de avenidas.

Para conocer el gasto que circula por estos dispositivos se miden los siguientes parámetros.

- **Cresta.** Es la pared horizontal de la escotadura en contacto con el líquido, su longitud se denomina L .
- **Carga.** La carga del vertedor es la altura del chorro de agua desde el nivel de la cresta hasta la superficie, medida a una distancia mínima d antes de la cresta, para evitar que la medida esté afectada por el abatimiento del manto sobre la cresta. Esta distancia d puede variar entre 0.6 y 1.0 metros (de 5 a 10 veces la carga).
- **Carga sobre la cresta.** Es el espesor del chorro medido sobre la cresta en el plano del vertedor. La diferencia entre la carga sobre la cresta y la carga del vertedor tiene un valor aproximado de 31 % de la carga del vertedor.
- Cuando la longitud de la cresta L es relativamente pequeña comparada con el ancho B del canal de conducción, la vena del chorro sufre contracciones laterales que no se presentan cuando la longitud de la cresta es igual al ancho del canal.

Las fórmulas para el cálculo de caudales en vertedores tienen origen empírico, en esta ocasión, se presentan algunas de las fórmulas más comunes para calcular el caudal en vertedores.

Vertedor rectangular. En la figura 4.5 se presenta un vertedor rectangular. La fórmula de Francis (1852) para calcular el caudal es la siguiente:

$$Q = \alpha (L - n\beta H) H^{3/2} \text{ en el sistema inglés.}$$

Siendo

$$\alpha = 3.33$$

$$\beta = 0.1$$

n = número de contracciones (en un lado o en los dos).

L = longitud de la cresta del vertedor.

H = carga del vertedor.

Cuando el chorro no tiene contracciones laterales ($n = 0$) se tiene:

$$Q = \alpha LH^{3/2}$$

En el sistema métrico la fórmula general es:

$$Q = 1.84 (L - 0.1 nH) H^{3/2}$$

Cuando el chorro no tiene contracciones:

$$Q = 1.84 LH^{3/2} \text{ en el sistema métrico}$$

Otro factor que puede influir en el gasto es la velocidad de llegada (v), lo cual origina un aumento en la carga del vertedor, denominada carga de presión (H_o). La ecuación general del gasto en este caso es la siguiente:

$$Q = 1.84 (L - 0.1 nH) (H + H_o)^{3/2}$$

siendo $H_o = (v^2)/(2g)$.

Estos problemas se resuelven por tanteos hasta lograr dos resultados consecutivos lo suficientemente próximos para aceptar como buena la solución.

Ejemplo 1. En un curso de agua está colocado un vertedor rectangular con dos contracciones laterales, con una longitud de cresta de 1.20 m y una carga de 0.40 m. Calcule el gasto.

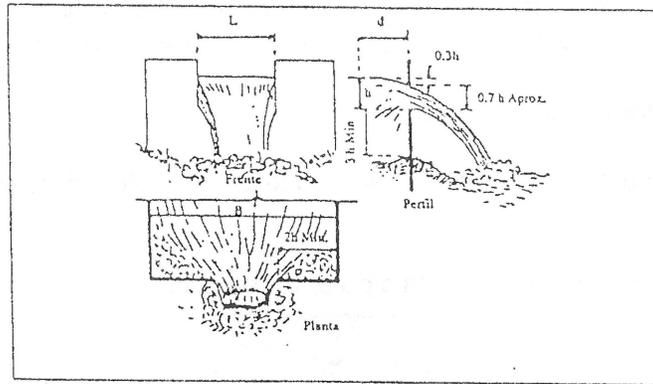


Fig. 4.6 Vertedor rectangular

Solución:

$$L = 1.20 \text{ m}$$

$$H = 0.40 \text{ m}$$

$$n = 2$$

aplicando la ecuación $Q = 1.84(L - 0.1nH)H^{3/2}$
se tiene:

$$Q = 1.84(1.20 - 0.1 \cdot 2 \cdot 0.4)(0.4)^{3/2} = 0.521 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 2. Determine el gasto de un vertedor rectangular sin contracciones laterales con una longitud de cresta de 1.20 m y una carga de 0.40 m.

Solución:

Los datos son:

$$L = 1.20 \text{ m}$$

$$H = 0.40 \text{ m}$$

$$\alpha_3 = 1.84$$

sustituyendo los valores en la ecuación:

$$Q = 1.84 LH^{3/2}$$

$$Q = 1.84 \cdot 1.20 \cdot 0.40^{3/2} = 0.559 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los resultados de estos dos ejemplos muestran que en dos vertedores con igual longitud de cresta e igual carga, tiene mayor gasto el que no tenga contracciones laterales.

Vertedor triangular. La figura 4.8 muestra un vertedor triangular de cresta delgada. El caudal para este tipo de vertedor considera los siguientes parámetros:

El ángulo del vertedor es igual a 2α .

La carga del vertedor es la distancia del vértice del ángulo hasta la superficie libre del líquido.

En este caso el gasto está dado por la siguiente fórmula:

$$Q = C_t \alpha^3 H^{5/2}$$

Si el ángulo formado por los lados del vertedor es igual a 90 grados se tiene $\text{tg } 45^\circ = 1,0$ y la fórmula se reduce a:

$$Q = 2.54H^{5/2} \text{ en el sistema inglés.}$$

$$Q = 1.40H^{5/2} \text{ en el sistema métrico.}$$

Estos vertedores son los más usados y proporcionan un excelente método para medir gastos pequeños. El efecto de la velocidad de llegada es similar a los vertedores rectangulares, sin embargo se ha comprobado experimentalmente que el error cometido al despreciar la velocidad de llegada es en la mayoría de las veces poco importante.

Ejemplo 3. Calcular el gasto de un vertedor triangular de pared delgada, con escotadura en ángulo recto y una carga de 38 cm.

Solución. De acuerdo a la fórmula:

$$Q = 1.40H^{5/2}$$

$$\text{Tenemos: } 1.40 \cdot 0.38^{5/2} = 0.125 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 4. Calcular el gasto en un vertedor de pared delgada, cuyo ángulo en la escotadura es de 60° y tiene una carga de 0.40 m

Solución: Aplicando la ecuación:

$$Q = 1.40 \text{tg} 30 H^{5/2}$$

$$\text{Se tiene } Q = 1.40 \text{tg } 30 \cdot (0.40)^{5/2} = 0.104 \text{ m}^3/\text{s}$$

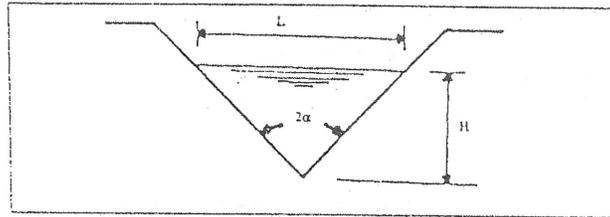


Fig. 4.7 Vertedor triangular de ángulo recto

Vertedor de Cipolletti. Es de forma trapezoidal, se caracteriza porque sus paredes laterales tienen una inclinación tal que sus proyecciones son 1 horizontal por 4 vertical, como se muestra en la Figura 4.9. El gasto se calcula por la fórmula:

$$Q = 3.367 L H^{3/2} \text{ en el sistema inglés}$$

$$Q = 1.859 L H^{3/2} \text{ en el sistema métrico}$$

Ejemplo 5. Determinar el gasto de un vertedor Cipolletti que tiene una longitud de cresta de 1.85 m y trabaja con una carga de 0.62 m.

Solución. Sustituyendo los valores en la fórmula del gasto tenemos:

$$Q = 1.86 \cdot 1.85 \cdot 0.62^{3/2} = 1.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 6. Qué longitud de cresta deberá dársele a un vertedor Cipolletti para que descargue hasta 1500 l/s, con una carga máxima de 40 cm?.

Solución: Despejando L de la ecuación del gasto y sustituyendo los valores tenemos:

$$L = Q / (1.86 \cdot H^{3/2})$$

$$L = 1.5 / (1.86 \cdot 0.40^{3/2}) = 3.19 \text{ m}$$

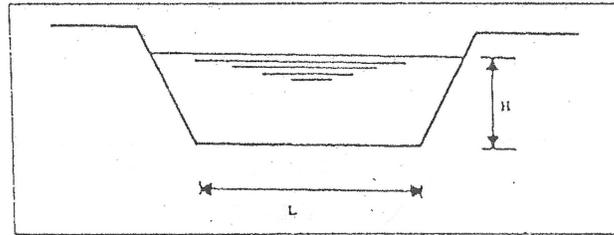


Fig. 4.9 Vertedor de Cipolletti

Flujo en alcantarillas.

Determinación del caudal conociendo dos cotas de nivel, en la descarga y aguas arriba, así como la longitud y el radio hidráulico.

Los principios hidráulicos que se aplican al flujo en alcantarillas y al flujo en tuberías de agua son los mismos. Sin embargo, las alcantarillas rara vez trabajan a tubo lleno y para cualquier alcantarilla circular, el área recta del flujo, la velocidad de flujo y la descarga varían con la altura de las aguas negras en la tubería.

Fórmula de Manning. Una fórmula sencilla que proporciona resultados exactos es la fórmula de Manning. En su forma general es:

$$V = (1.486/n) * r^{2/3} * s^{1/2}$$

siendo:

V = velocidad de flujo, en pies por segundo.

n = coeficiente de rugosidad

r = radio hidráulico, en pies

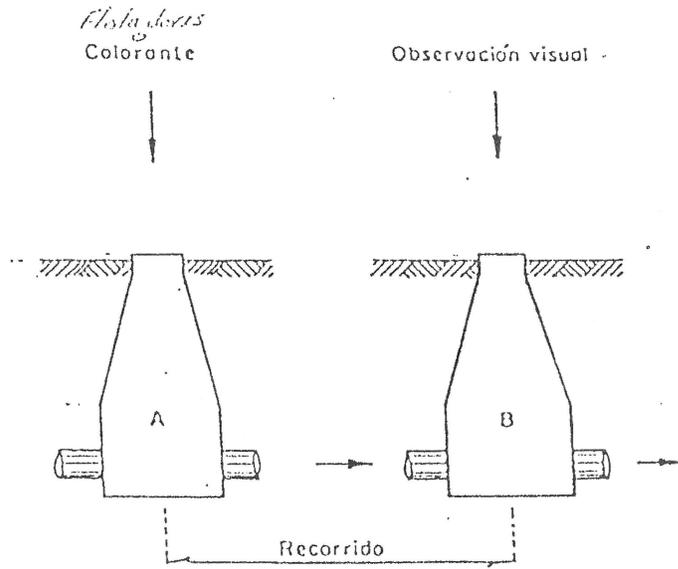
s = pendiente (diferencia de altura por cada mil unidades).

Conociendo la velocidad con la fórmula de Manning se calcula el gasto con la ecuación:

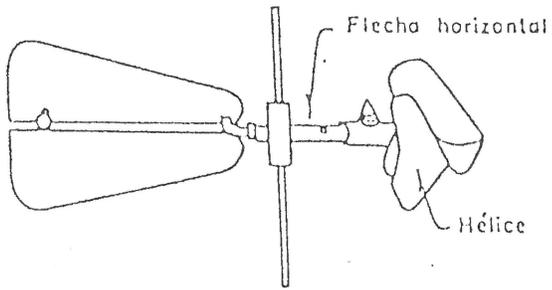
$$Q = V/A$$

Donde A es el área transversal del chorro y se calcula midiendo la altura del nivel del agua en el tubo.

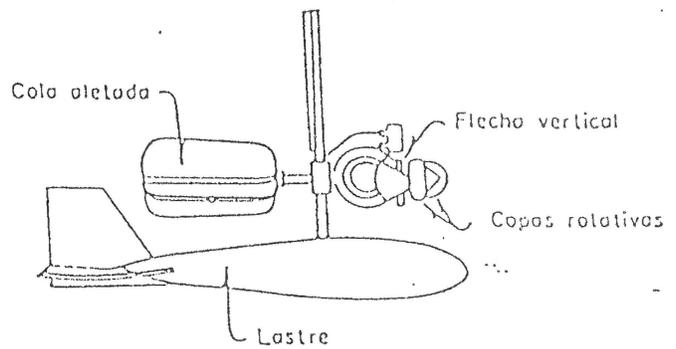
Los valores de n utilizados comúnmente son los siguientes: para tubería de arcilla vitrificada bien tendida, conductos de concreto terminados suavemente, tubos de hierro fundido y tuberías de asbesto-cemento, 0.0013. Arcilla vitrificada tendida pobremente, tubos de hierro fundido, alcantarillas de tabique bien tendidas y conductos de concreto comunes, 0.015. Tubería de metal corrugado, 0.021. Zanjias, 0.020. Canales recubiertos con piedra, 0.030.



A - Pozo de visita Nº 1
 B - Pozo de visita Nº 2 ...



MEDIDOR DE CORRIENTE DE HELICE



MEDIDOR DE CORRIENTE TIPO PRICE



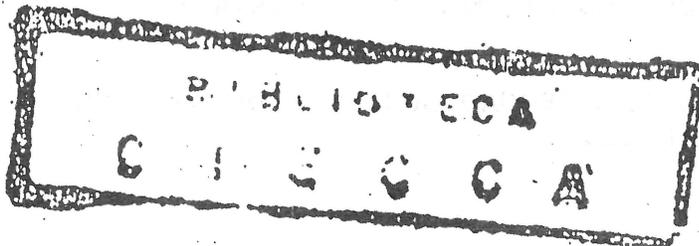
SECRETARIA DE PATRIMONIO
Y
FOMENTO INDUSTRIAL

NORMA OFICIAL MEXICANA

NOM-AA-3-1980.

"AGUAS RESIDUALES.-MUESTREO".

"RESIDUAL WATERS.-SAMPLING".



DIRECCION GENERAL DE NORMAS



SPE - DGN

NOM-AA-3-1980.

P R E F A C I O

En la elaboración de esta Norma participaron los siguientes Organismos e Instituciones:

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.- DIRECCION GENERAL DE PROTECCION Y ORDENACION ECOLOGICA.

SECRETARIA DE SALUBRIDAD Y ASISTENCIA.- DEPARTAMENTO DE VIGILANCIA DE AGUAS RECEPTORAS.

CONFEDERACION DE CAMARAS INDUSTRIALES.- DEPARTAMENTO TECNICO.

FERTILIZANTES MEXICANOS, S. A.- SUBGERENCIA DE INVESTIGACION.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.- LABORATORIO.

LABORATORIOS NACIONALES DE FOMENTO INDUSTRIAL.- DEPARTAMENTO DE CONTAMINACION.

INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL.- DEPARTAMENTO TECNICO.- OFICINA FISICO-QUIMICA.



"RESIDUAL WATERS.-SAMPLING"

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta norma establece los lineamientos generales y recomendaciones para muestrear las descargas de aguas residuales, con el fin de determinar sus características físicas y químicas, debiéndose observar las modalidades indicadas en las normas de métodos de prueba correspondientes.

2. DEFINICIONES

2.1. Agua residual.

Es el líquido de composición variada proveniente de usos municipal, industrial, comercial, agrícola, pecuario o de cualquier otra índole ya sea pública o privada y que por tal motivo haya sufrido degradación o alteración en su calidad original.

2.2. Canal abierto.

Cualquier conducto en el cual el agua fluye presentando una superficie libre.

2.3. Colector.

Es un conducto abierto o cerrado que recibe las aportaciones de agua de otros conductos.

2.4. Descarga.

Es el conjunto de aguas residuales que se vierten o disponen en algún cuerpo receptor.

2.5. Muestra simple.

Es aquella muestra individual tomada en un corto período de forma tal que el tiempo empleado en su extracción sea el transcurrido para obtener el volumen necesario.

2.6. Muestra compuesta.

Es la que resulta del mezclado de varias muestras simples.

3. APARATOS Y EQUIPO

3.1. Recipientes para el transporte y conservación de las muestras.

Los recipientes para las muestras deben ser de materiales inertes al contenido de las aguas residuales. Se recomiendan los recipientes de polietileno o vidrio.

Referencias	La Dirección General de Normas de la Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial aprobó la presente Norma que fue publicada en el Diario Oficial de la Federación el	Revisión sucesiva: Esta Norma Cancela la NOM-AA-3-1975.
-------------	--	---



SPFI-DGN

NOM-AA-3-1980.

-2/5-

Las tapas deben proporcionar un cierre hermético en los recipientes y se recomienda que sean de material afín al del recipiente.

Se recomienda que los recipientes tengan una capacidad mínima de 2 dm^3 (litros).

3.2. Muestreadores automáticos.

Se permite su empleo siempre y cuando se operen de acuerdo con las instrucciones del fabricante del equipo muestreador dándoles el correcto y adecuado mantenimiento, asegurándose de obtener muestras representativas de las aguas residuales.

3.3. Válvulas y accesorios.

Cada toma de muestreo debe tener una válvula de cierre que permita el paso libre de las aguas residuales y de los materiales que puedan contener y proporcionar el cierre hermético de la toma. Esta válvula y los accesorios necesarios para su instalación, deben ser de materiales similares a los de las tomas y/o los conductos en que éstas se instalen.

3.4. Hielera o refrigerador.

3.5. Material común de laboratorio.

4. IDENTIFICACION DE LAS MUESTRAS

4.1. Se deben tomar las precauciones necesarias para que en cualquier momento sea posible identificar las muestras. Se deben emplear etiquetas pegadas o colgadas, o numerar los frascos anotándose la información en una hoja de registro. Estas etiquetas deben contener como mínimo la siguiente información.

Identificación de la descarga.

Número de muestra.

Fecha y hora de muestreo.

Punto de muestreo.

Temperatura de la muestra.

Profundidad de muestreo.

Nombre y firma de la persona que efectúa el muestreo.

4.2. Hoja de registro.

4.2.1. Se debe llevar una hoja de registro con la información que permita identificar el origen de la muestra y todos los datos que en un momento dado permitan repetir el muestreo.



SFMI-1/EN

4.2.2. Se recomienda que la hoja de registro contenga la siguiente información:

Los datos citados en el inciso 4.1.

Resultados de pruebas de campo practicadas en la descarga muestreada.

Cuando proceda, el gasto o flujo de la descarga de aguas residuales que se muestreo.

Descripción detallada del punto de muestreo de manera que cualquier persona pueda tomar otras muestras en el mismo lugar.

Descripción cualitativa del olor y el color de las aguas residuales muestreadas.

5. PROCEDIMIENTO

5.1. Cualquiera que sea el método de muestreo específico que se aplique a cada caso, debe cumplir los siguientes requisitos.

5.1.1. Las muestras deben ser representativas de las condiciones que existan en el punto y hora de muestreo y tener el volumen suficiente para efectuar en él las determinaciones correspondientes.

5.1.2. Las muestras deben representar lo mejor posible las características del efluente total que se descarga por el conducto que se muestrea.

5.1.3. Al efectuarse el muestreo, deben anotarse los datos según los incisos 4.1 y 4.2.2.

5.2. Muestreo en tomas.

5.2.1. Se recomienda, se instalen tomas en conductos a presión o en conductos que permitan el fácil acceso para muestrear a cielo abierto con el objeto de caracterizar debidamente las aguas residuales. Las tomas deben tener un diámetro adecuado para muestrear correctamente las aguas residuales en función de los materiales que puedan contener, deben ser de la menor longitud posible, y procurarse situarlas de tal manera que las muestras sean representativas de la descarga. Se recomienda el uso de materiales similares a los del conducto, de acero al carbón o de acero inoxidable.

5.2.2. Se deja fluir un volumen aproximadamente igual a 10 veces el volumen de la muestra y a continuación se llena el recipiente de muestreo.

5.3. Muestreo en descargas libres.

5.3.1. Cuando las aguas residuales fluyan libremente en forma de chorro, debe emplearse el siguiente procedimiento.



SP11-DGN

NOM-AA-3-1980.

-4/5-

5.3.1.1. El recipiente muestreador se debe enjuagar repetidas veces antes de efectuar el muestreo.

5.3.1.2. Se introduce el recipiente muestreador en la descarga o de ser posible, se toma directamente la muestra en su recipiente.

5.3.1.3. La muestra se transfiere del recipiente muestreador al recipiente para la muestra cuidando de que ésta siga siendo representativa.

5.4. Muestreo en canales y colectores.

5.4.1. Se recomienda tomar las muestras en el centro del canal o colector de preferencia en lugares donde el flujo sea turbulento a fin de asegurar un buen mezclado.

5.4.1.1. Si se va a evaluar contenido de grasas y aceites se deben tomar porciones, a diferentes profundidades, cuando no haya mucha turbulencia para asegurar una mayor representatividad.

5.4.2. El recipiente muestreador se debe enjuagar repetidas veces con el agua por muestrear antes de efectuar el muestreo.

5.4.3. El recipiente muestreador, atado con una cuerda y sostenido con la mano de preferencia enguantada, se introduce en el agua residual completamente y se extrae la muestra.

5.4.4. Si la muestra se transfiere de recipiente, se debe cuidar que ésta siga siendo representativa.

5.5. Cierre de los recipientes de muestreo.

Las tapas o cierres de los recipientes deben fijarse de tal forma que se evite el derrame de la muestra.

5.6. Obtención de muestras compuestas.

5.6.1. Se recomienda que las muestras sean compuestas (ver inciso 2.6), para que representen el promedio de las variaciones de los contaminantes. El procedimiento para la obtención de dichas muestras es el siguiente:

5.6.1.1. Las muestras compuestas se obtienen mezclando muestras simples en volúmenes proporcionales al gasto o flujo de descarga medido en el sitio y momento del muestreo.

5.6.1.2. El intervalo entre la toma de cada muestra simple para integrar la muestra compuesta, debe ser el suficiente para determinar la variación de los contaminantes del agua residual.

5.6.1.3. Las muestras compuestas se deben tomar de tal manera que cubran las variaciones de la descarga durante 24 horas como mínimo.

5.7. Preservación de las muestras.

Solo se permite agregar a las muestras los preservativos indicados en las Normas de Métodos de Prueba.

5.8. Preservar la muestra durante el transporte por medio de un baño de hielo y conservar las muestras en refrigeración a una temperatura de 277K (4°C).

5.9. Se recomienda que el intervalo de tiempo entre la extracción de la muestra y su análisis sea el menor posible y que no exceda de tres días.

6. APENDICE

6.1. Observaciones.

6.1.1. Es muy importante tomar las debidas precauciones de seguridad y de higiene en el muestreo en función del tipo de aguas residuales que se estén muestreando.

7. BIBLIOGRAFIA

7.1. 1978.-Annual Book of ASTM Standards.- D 3370-76 "Standard Practices for Sampling Water.- Tomo 31.

7.2. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. American Public Health Association, American Water Works Association y Water Pollution Control Federation.- 14 th, edition.

7.3. Gaging and Sampling Industrial Wastewaters.- J.G. Rabosky y Donald D. Horaido, Chemical Engineering/January s. 1973, Vol. 30 Núm. 1.

7.4. Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación Aguas.

7.5. NOM-Z-13 Norma Oficial Mexicana "Guía para la Redacción Estructuración y Presentación de las Normas Oficiales Mexicanas"

7.6. British Standard 1328-1969 "Methods of Sampling Water Used Industry".

8. CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

No concuerda con ninguna por no existir norma internacional sobre el tema.

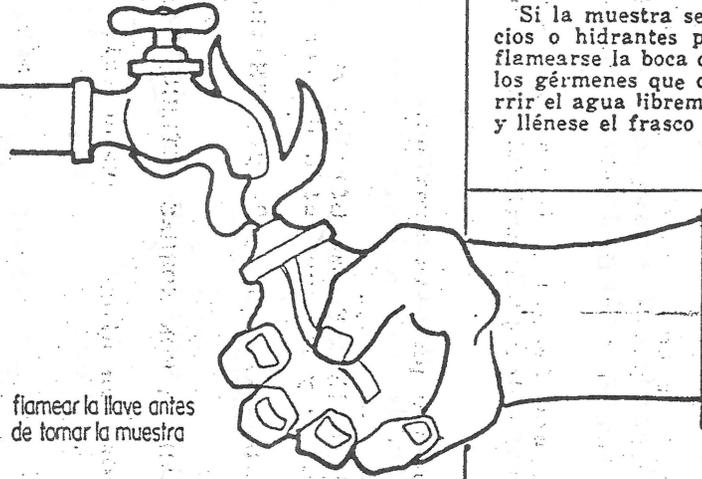
México, D. F., a 11 Feb. 1980

EL DIRECTOR GENERAL.

DR. ROMAN-SERRA CASTAÑOS.

toma de muestras

1



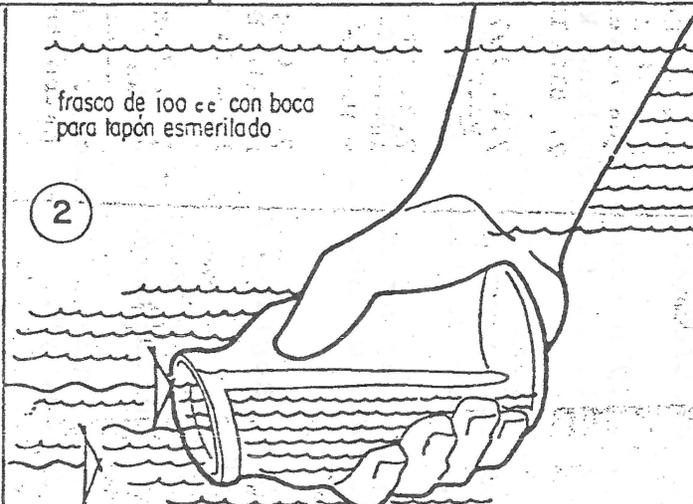
flamear la llave antes de tomar la muestra

Toma de muestras para análisis bacteriológicos. Figs. 1 y 2.

Si la muestra se toma en casas, edificios o hidrantes públicos, primero debe flamearse la boca de la llave para matar los gérmenes que contenga. Déjese escurrir el agua libremente por algún tiempo y llénese el frasco sin pegarlo a la llave.

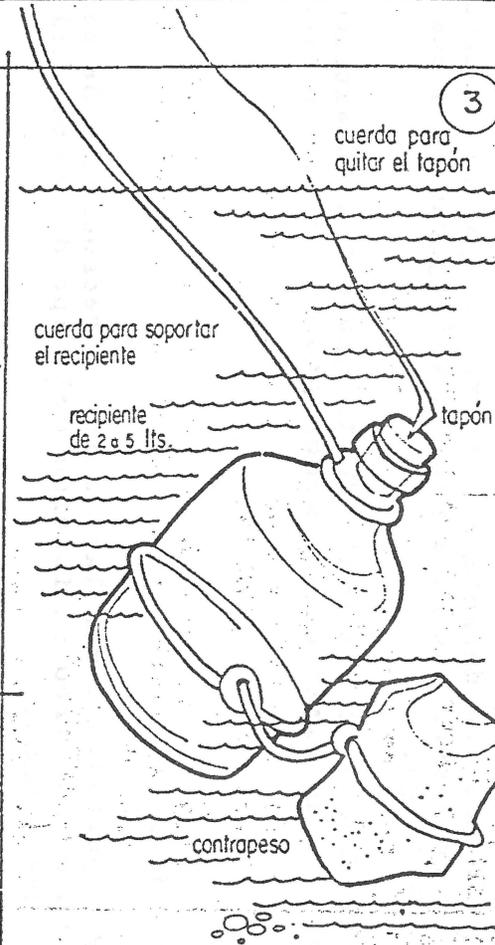
Si la muestra se toma de una corriente, debe sumergirse el frasco hasta una profundidad mínima de 15 cms. con la boca puesta en dirección contraria a la corriente para evitar la entrada del agua que ha estado en contacto con las manos.

2



frasco de 100 cc con boca para tapón esmerilado

3



Una manera de tomar muestras para análisis químico:

Cuando el volumen de agua es considerable, se tomará la muestra con el equipo que aparece en la Fig. 3. Se bajará el garrafón a una profundidad media, se tirará del cordel sujetado al tapón para quitarlo y se dejará que se llene, lo cual se sabe cuando no salen más burbujas de aire.

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 5 ESTACIONES DE BOMBEO

- 5.1 NECESIDAD DE BOMBEO
- 5.2 RECOMENDACIONES PARA LAS INSTALACIONES
- 5.3 CARACTERISTICAS DE LOS CARCAMOS
- 5.4 TIPOS DE BOMBAS
- 5.5 POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA
- 5.6 INSTALACIONES DE BOMBAS SUMERGIDAS
- 5.7 DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DEL CARCAMO

5.1 NECESIDAD DE BOMBEO

La necesidad de bombeo del agua viene dado por las condiciones topográficas y por transportar las aguas residuales de un punto a otro, entre los que no existe la necesaria diferencia de cotas para que pueda realizarse el recorrido por gravedad.

Esta necesidad de bombeo puede presentarse en los siguientes casos:

- Incorporación de aguas residuales de un punto bajo al colector.
- Entre tramos de las alcantarillas, colectores o emisor.
- En la entrada a la planta de tratamiento.
- En un desagüe de la planta de tratamiento hacia el cauce receptor. En forma continua si el nivel del cauce receptor está siempre a una cota mas alta, o en forma intermitente, en algunas épocas del año en que dicho nivel se eleva.

En las alternativas de solución no olvidar que una estación de bombeo presenta los siguientes inconvenientes, costo de la instalación, gasto de energía y riesgo de inundación, cuando no se dispone de altura suficiente para instalar una desviación del gasto.

La estación de bombeo, en su sentido mas general está formada por los siguientes elementos, que en el estudio deben definirse y justificarse:

- Tanque regulador de la aspiración ó cárcamo.
- Conductos de la aspiración.
- Instalaciones destinadas a proteger las bombas.
- Bombas.
- Impulsores.

5.2 RECOMENDACIONES PARA LAS ESTACIONES DE BOMBEO

Es importante que la ubicación de una estación de bombeo se seleccione sólo después de realizar estudios extensos y detallados de las necesidades actuales y futuras del área que será servida por el sistema, de los factores económicos del diseño del sistema y ubicación de la estación, y del impacto en el ambiente local.

Se dará cuidadosa atención, especialmente en áreas no desarrolladas o parcialmente urbanizadas, al crecimiento futuro probable debido a que la ubicación de la estación de bombas, determinará en muchos casos, el desarrollo completo del área. La parte estética también influirá en la selección del sitio en forma tal que la ubicación de la estación no afecte adversamente el área vecina.

Los detalles que deben considerarse durante la ubicación de una estación de bombeo, incluye las condiciones del sitio, dueños del terreno, drenaje del terreno y de la localidad, patrones de tránsito, accesibilidad para vehículos, disponibilidad de utilidades y servicios comunales tales como: energía eléctrica (voltaje y carga), agua potable, protección contra incendios y teléfono.

La selección final de la ubicación debe ser el resultado del balance adecuado de las necesidades técnicas, económicas y ambientales.

En relación con la construcción de las estaciones se sugieren las siguientes recomendaciones :

- El edificio de bombas deberá emplazarse fuera de la zona de avenidas extraordinarias o debidamente protegido, para evitar la entrada del agua en el mismo.
- Se dispondrá, en la entrada a la cámara de toma, una rejilla que retenga las impurezas gruesas en función de la tubería de aspiración y capacidad de la bomba.
- Los conductos de succión, contruidos generalmente en hierro o en acero, estarán provistos de la correspondiente válvula de pie y accesorios necesarios para acomodar su sección al orificio de la bomba.
- El edificio destinado a proteger las bombas, deberá ser de fácil acceso, bien iluminado, bien aireado y con espacio suficiente de modo que se pueda circular libremente alrededor de los equipos. Se construirá, siempre que la variación de la capa freática lo permita, en el nivel superior al de la máxima cota alcanzada por ésta.
- Se tendrán en cuenta, tanto en el estudio como en la obra, los cimientos, obras de aislamiento del equipo motor y terreno, para evitar las posibles consecuencias debidas a las vibraciones de las máquinas.
- Si el caudal es pequeño y los equipos de poco volumen, éstos podrán ubicarse en pozos registros del colector.
- Las centrales enterradas serán de material impermeable y sus paredes interiores y pavimentos lisos y lavables. Las canaletas que en el suelo sirvan de paso a las líneas eléctricas o tuberías, se cubrirán con chapa estriada o rejilla de celdas de aluminio.
- Las puertas serán de amplitud suficiente para dar paso a las piezas de mayor tamaño. En caso contrario se preverán salidas especiales.
- Se instalarán puentes-grúa para el manejo de las piezas, en las instalaciones cuya importancia así lo requieran.

5.3 CARACTERISTICAS DE LOS CARGAMOS

Un cárcamo de bombeo consiste en un tanque que almacena la suficiente cantidad de agua para ser extraída con un determinado equipo de bombeo. De aquí que el diseño de los cárcamos está en función del tipo de bomba a utilizar y de la curva de caudal contra tiempo.

Se han desarrollado métodos para determinar el volumen requerido del cárcamo. Con esto se pretende que el ciclo de bombeo (tiempo con bomba en operación más tiempo con bomba sin extracción) tenga una duración mayor que el tiempo mínimo recomendado por los fabricantes para que una bomba específica o un sistema de bombas no tengan fallas por sobrecarga en el sistema de arranque. Sin embargo, aunque desde el punto de vista

mecánico sea preferible operar las bombas por períodos largos, tiempos grandes de retención hidráulica no son compatibles con el mantenimiento de condiciones aerobias en las aguas residuales.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

1. Se buscará por una parte que el tiempo de un ciclo de bombeo entre arranques consecutivos, o entre incrementos de velocidad de una bomba sea un valor que no ocasione fallas por sobre carga del sistema de arranque al ser demasiado frecuentes, y por otra parte que no sea tan grande como para causar problemas de septicidad.
2. Aunque la retención hidráulica en el cárcamo se basa en los caudales medios, los gastos mínimos y máximos determinarán el tamaño del cárcamo.
3. Se deben obtener resultados favorables para cualquier combinación de gastos influentes y de bombeo.
4. Para bombas grandes el tiempo de un ciclo de trabajo no deberá ser menor de 20 minutos, mientras que para bombas mas pequeñas el tiempo de un ciclo hidráulico puede reducirse hasta 10 minutos.
5. Se recomienda que el máximo tiempo de retención hidráulica en el cárcamo no sea mayor de 2 horas y de preferencia se deben tener tiempos menores de 30 minutos.
6. No existe un método único para dimensionar los cárcamos que sea aplicable a todas las condiciones.
7. Por estar al final del drenaje, las bombas deben tener capacidad suficiente para absorber los cambios en los caudales recibidos del influente.
8. Cuando se trata de un cárcamo pequeño, en la práctica se recomienda tener un volumen suficiente igual a dos veces el gasto máximo del influente en litros por minuto, solamente para proteger el equipo de arranque de un sobrecalentamiento y fallas causadas por paros e inicios demasiado frecuentes.
9. En las grandes instalaciones la capacidad efectiva del cárcamo húmedo es conveniente que no exceda de 10 minutos del gasto promedio en 24 horas, no es conveniente que el cárcamo sea muy grande porque se tienen problemas de operación y mantenimiento (se deposita material arenoso y orgánico en exceso ya aumenta la cantidad de grasas y otras sustancias en los muros laterales y la superficie).
10. Los cárcamos pueden ser estrechos, pero no menores de 1.2 metros para tener un rápido acceso y cuando la operación continua es muy importante, es conveniente dividir el cárcamo en dos secciones, apropiadamente interconectados para facilitar reparaciones, limpieza y hasta ampliaciones.

Las características de la curva diaria del caudal; las alturas de succión y descarga; el tipo y cantidad de tubería y piezas especiales y la eficiencia de las bombas, determinarán la potencia total requerida del equipo. Mientras que la disponibilidad de fondos económicos, condicionarán el que se tenga o no la distribución de bombas con distintas capacidades de tal forma que para cualquier combinación de caudales influentes y de bombeo no se exceda el número de arranques permisibles en un tiempo dado y no se generen condiciones anaerobias por retenciones prolongadas del agua dentro del cárcamo.

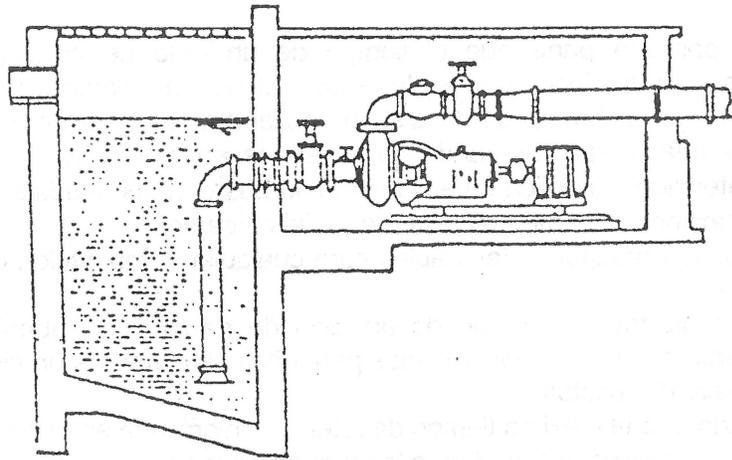


Fig. 5.1 Bomba centrífuga de flecha horizontal

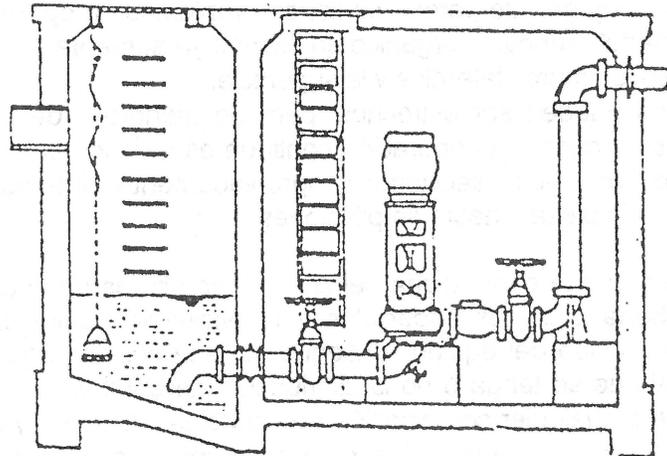


Fig. 5.2 Instalación de bomba de eje vertical en cárcamo seco.

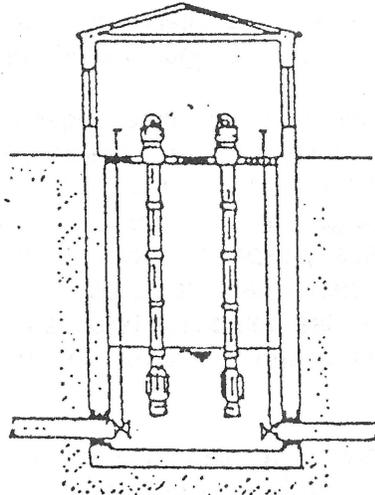
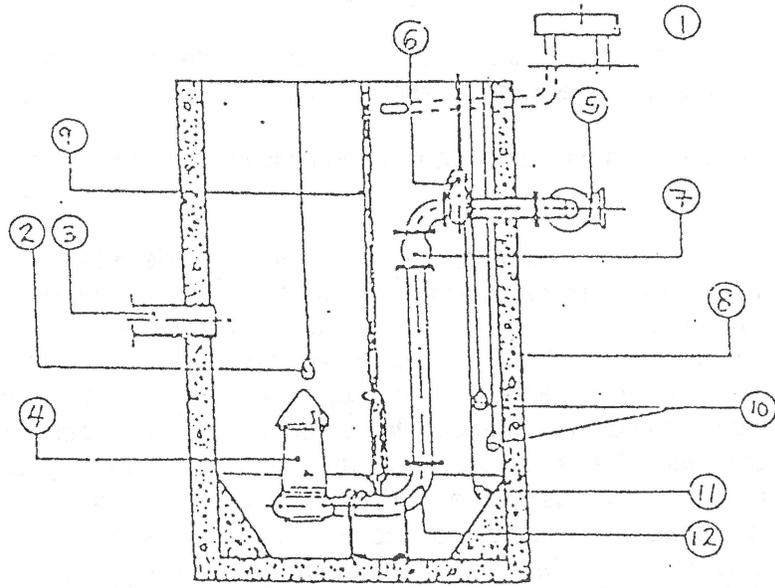


Fig. 5.3 Instalación en cárcamo húmedo con motor fuera del agua.



- | | | |
|----------------------------|-------------------------|-----------------------------------|
| 1. Panel de control; | 5. Tubería de descarga; | 9. Guía para izaje de bomba; |
| 2. Sensor nivel de alarma; | 6. Válvulas; | 10. Sensor nivel de arranque; |
| 3. Tubo de de llegada; | 7. Válvula Check; | 11. Sensor nivel de paro; |
| 4. Bomba sumergible; | 8. Paredes del cárcamo; | 12. Conexión al tubo de descarga. |

Fig. 5.4 Cárcamo para bombas sumergibles.

TIPOS DE CARCAMO

a) **Cárcamo seco.** También llamado cámara seca, la cual se usa para almacenar equipo de bombeo, controles y equipo dependiente, está físicamente separada del foso de humedad por paredes, el equipo de bombeo se encuentra en este compartimiento contiguo al tanque que recibe el agua. Pudiendo ser el eje horizontal o vertical aunque la línea de succión entra en posición horizontal al tanque que retiene el agua, ver figuras 5.1 y 5.2.

El tamaño de estos cárcamos depende, en primer lugar del número y tipo de bombas seleccionadas y las tuberías necesarias para su operación. Se recomienda disponer como mínimo de 0.9 metros de distancia entre las bombas y los muros mas cercanos y cuando menos 1.2 metros entre las descargas de las bombas. Se necesita suficiente espacio entre bombas para sacarlas de sus bases, y espacio suficiente entre las tuberías del influente y la de succión, también espacio suficiente para hacer algunas reparaciones en el sitio, para realizar inspecciones o para sacar las bombas a la superficie en caso de reparación. El espacio entre el cárcamo seco y la tubería de succión de la bomba, depende del tamaño del tubo, válvulas y de su colocación.

El cárcamo debe estar bien iluminado y ventilado con accesorio a prueba de explosión, debe contar también con un drenaje adecuado en el piso, con un pequeño cárcamo y una bomba para desalojar el agua y el aceite que penetre por fugas en los sellos de las conexiones, el líquido se enviará al cárcamo, la tubería de desalojo se ubicarán a un nivel mas alto que el nivel máximo que pueda tener el cárcamo.

b) **Cárcamo húmedo.** La función de un foso húmedo es recibir y almacenar temporalmente las aguas que llegan. Las bombas se instalan dentro del tanque que almacena el volumen requerido de agua, pudiendo ser impulsadas a través de un eje vertical conectado a un motor instalado en la superficie del tanque, ver figura 5.3, o estar acopladas al motor formando una sola estructura "bombas sumergibles", ver figura 5.4.

Probablemente, el punto más controversial en el diseño de las cámaras húmedas es la pendiente del fondo que se necesita para disminuir la deposición de sólidos.

Un gran número de agencias estatales reguladoras indica una pendiente de fondo mínima de 1:1 a la entrada de la bomba.

En la figura 5.5 se muestra un número de los aditamentos de tubería de succión de las bombas más comunes en cámaras húmedas de aguas residuales. Las entradas en forma de boca de campana son muy superiores a las entradas rectas que se muestran en las figuras 5.5 b y c. Lo acampanado elimina los extremos afilados en los cuales se podría acumular material y reduce las pérdidas de carga y vórtice. Debido a que hay menor posibilidad de formación de vórtices en la cámara húmeda, las entradas a y f son superiores a cualquier otro arreglo. Para conseguir las velocidades de arrastre a la entrada y aún mantener las condiciones hidráulicas óptimas de entrada, la campana (donde se usan entradas acampanadas colocadas hacia abajo) no deberían estar a una distancia mayor de $D/2$ ni menores que $D/3$ sobre el piso de la cámara húmeda. La sumergencia requerida sobre una tubería o sobre el extremo acampanado se muestra en la tabla 5.1

Para evitar problemas causados por vórtices, entrada de aire, cavitación y vibración, deben mantenerse condiciones adecuadas de aproximación. La meta del diseño es obtener una distribución uniforme del flujo dentro del entorno adecuado de velocidades.

Tabla 5.1 Sumergencia requerida sobre una tubería o entrada de boca de campana

VELOCIDAD EN DIÁMETRO D (PIES/SEG)	SUMERGENCIA REQUERIDA (PIES)
2	1
5	2
7	3
11	7
15	14

Nota: Pies x 0.3048 = m

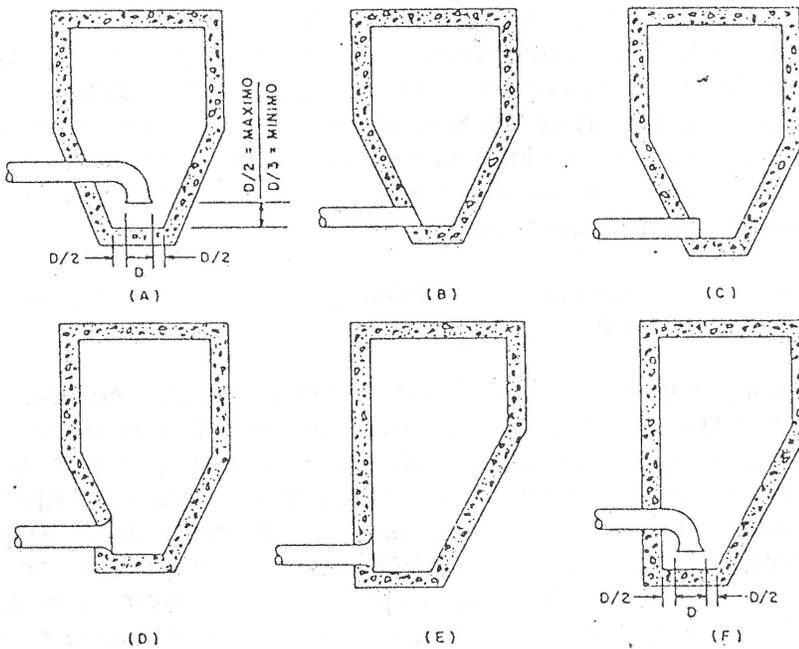


Fig. 5.5 Arreglos típicos para la instalación de la tubería de succión en el foso húmedo de las estaciones de bombas para aguas residuales.

LA CLASIFICACIÓN DE LAS ESTACIONES, ATENDIENDO A SU CAPACIDAD DE FLUJO

- . Estaciones muy pequeñas, menos de 6 l/seg. (100 Gal/Min). Se usan generalmente eyectores neumáticos o bombas desmenuzadoras para servir desde 1 a 50 edificios aislados, con líneas de descarga menores de 100 mm. (4 pulgadas). Se puede permitir un solo eyector o una sola bomba, pero se prefiere el uso de unidades duplicadas por razones de confiabilidad. Se usan estaciones tanto del tipo paquete como construidas en sitio.
- . Estaciones pequeñas, 6 a 20 L/seg (100 a 300 Gal/Min). Generalmente se usan bombas inatascables capaces de manejar sólidos de 65 mm de diámetro y preferiblemente de 80 mm. (2,5 y 3 pulgadas), descargando en líneas de 100 mm. (4 pulgadas). Se requieren bombas dobles excepto en casos excepcionales con bombas dimensionadas para manejar el flujo máximo. Se deben tomar provisiones para cualquier crecimiento futuro, tales como: el operar bombas en paralelo, proporcionar mayor capacidad al impulsor de las bombas iniciales, incrementar la capacidad de la bomba, o dejar espacio para acomodar una tercera bomba. Tanto las estaciones prefabricadas como las que se construyen en sitio usan foso húmedo preferiblemente, y los motores se instalan tanto sobre el terreno como enterrados o sumergidos. Las succiones de las bombas son sumergidas o de auto cebado. El uso de bombas de auto cebado se limita a una altura de succión práctica con un máximo de 4,5 a 5,5 M (15 a 18 pies). Se pueden usar eyectores neumáticos en lugar de bombas, pero no presentan la flexibilidad para acomodar futuras expansiones. En climas cálidos se puede usar el equipo expuesto a la intemperie.
- . Estaciones medianas, 20 a casi 200 l/seg. (300 a 3000 Gal/Min.). Generalmente se usan bombas inatascables duplicadas, con posible previsión para aumentar en el futuro la capacidad de la bomba. Cada bomba tendrá capacidad en exceso del caudal máximo de diseño. Este tamaño es el más popular en las estaciones prefabricadas pero también se usa ampliamente en estaciones construidas en sitio. En el pasado, se prefería que las estaciones de aguas residuales se instalaran en foso seco, pero con la nueva tecnología disponible se da atención cuidadosa al uso de bombas sumergibles, bombas suspendidas en fosos húmedos y a bombas de tornillo.

Las consideraciones para la selección de bombas para bombeo de aguas pluviales son similares a las de aguas residuales.

- Estaciones Grandes, sobre 200 l/seg. (3.000 Gal/Min.). Se pueden usar dos bombas, pero la eficiencia de la operación sobre las variaciones de flujo, usualmente determinan el uso de tres o más bombas. Las capacidades se deben seleccionar de tal manera que cuando la bomba mayor esté fuera de servicio, las otras puedan manejar los caudales máximos. En estaciones prefabricadas no se consiguen capacidades mayores de 400 l/seg (6000 Gal/Min.). Las bombas sumergibles están disponibles en capacidades mayores de los 1.200 l/seg (20.000 Gal/Min) para aguas residuales y hasta 6.000 l/seg (100.000 Gal/Min) para aguas pluviales. La ubicación más generalizada en estaciones de aguas residuales es en un foso seco. El uso de bombas de tornillo inclinado ha estado incrementándose para cargas de bombeo pequeñas. Las estaciones pluviales usan indistintamente bombas de foso seco, suspendidas en foso húmedo o de tornillo inclinado. Las bombas de tornillo inclinado son de capacidad limitada: 4.000 l/seg y 4 M. (70.000 Gal/Min. y 12 pies).

ESTACIONES PREFABRICADAS.

Las estaciones prefabricadas están disponibles en varias formas de arreglos normales limitados a eyectores, bombas de foso húmedo y bombas de foso seco para servicio de aguas residuales. Estas unidades compactas se controlan automáticamente y vienen completas, incluyendo ventilación y dehumidificadores, accesorios y piezas de repuesto.

Las capacidades máximas de las unidades en paquete han aumentado rápidamente desde su aparición en el mercado. Aunque existen estaciones de 4 M. (12 pies) y capacidades de alrededor de 400 l/seg (6.000 Gal/Min.), la más común es un paquete con foso seco (con un foso húmedo construido en el campo), que emplea dos unidades de bombeo en una cámara de alrededor de 2,5 metros de diámetro (8 pies) o menor y una capacidad del orden de 3 a 100 l/seg (50 a 1.500 Gal/Min.).

Los tipos de arreglos disponibles en estaciones prefabricadas son los siguientes:

1. Eyectores neumáticos simples o dobles colocados uno sobre el otro o colocado uno al lado del otro con cubierta cilíndrica.
2. Bombas convencionales inatascables o de auto-cebado instaladas dentro de foso seco que les sirve de cubierta o dentro de cilindros verticales o techos de arco y piso rectangular. Las bombas inatascables verticales se consiguen en estaciones de tipo paquete, cilíndricas, suspendidas en foso húmedo.
3. Bombas sumergidas de motor inatascable. Estas han salido recientemente al mercado en estaciones de tipo paquete con foso húmedo cilíndrico, con facilidades para levantar la bomba.

5.4 TIPOS DE BOMBAS

Bombas de Embolo

La bomba de émbolo está formada por los elementos que se señalan en la Figura 5.6. El émbolo se moverá hacia adelante y hacia atrás, al girar el manubrio con velocidad constante. Al moverse hacia atrás dejará un vacío delante suyo, que la presión atmosférica obligará al agua a que lo llene por la tubería de aspiración, (en este período la válvula de escape se cerrará y la de aspiración se abrirá). Al correr el émbolo hacia adelante se cerrará la válvula de aspiración, y se abrirá la de escape, de manera que el émbolo impulsará el agua por el tubo de descarga.

Este tipo de bomba se utiliza para impulsiones de pequeñas alturas.

Bombas centrífugas

La bomba centrífuga consiste, en su más simple forma, en una rueda de álabes, llamada también impulsor, que gira dentro de una cámara concéntrica.

Las paletas imprimen al agua un movimiento de remolino forzado, y se engendran presiones dinámicas. Figura 5.7

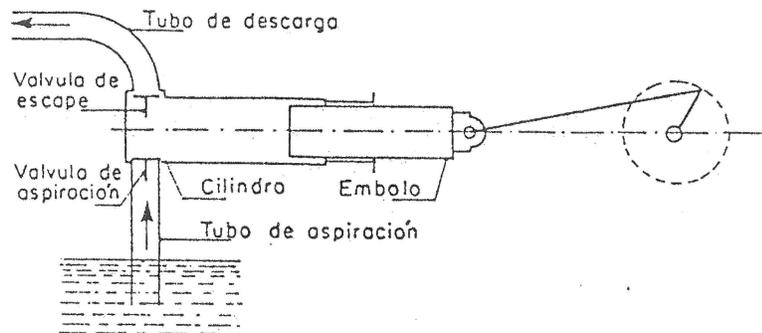


Figura 5.6 Bomba de émbolo

La bomba centrífuga es una generadora de presión dinámica. Por eso, cuando se interpone en una tubería, se debe considerar la corriente, no como producida por el agua impulsada, sino porque la presión engendrada modifica el gradiente hidráulico, de modo que provoca la circulación.

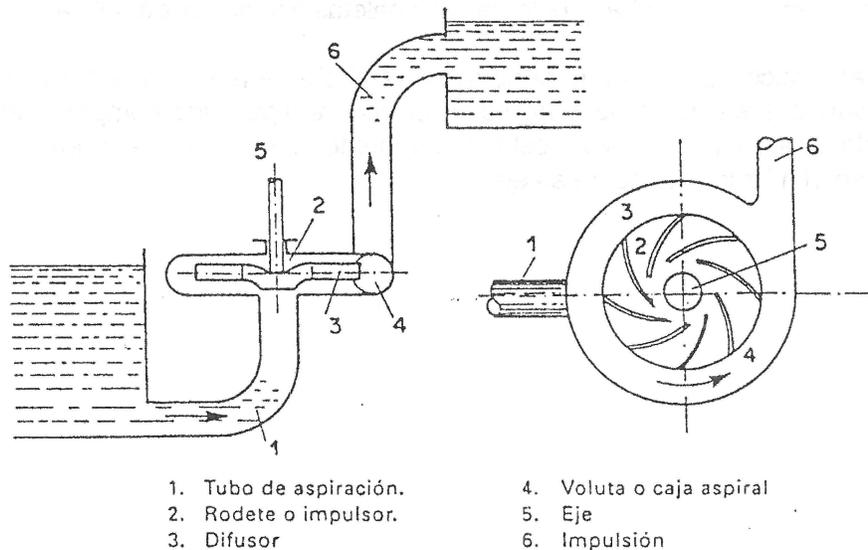


Figura 5.7 Bomba centrífuga

Centrífugas horizontales

- El motor y la bomba, con su eje horizontal, están situados fuera del agua.
- La bomba ha de ser del tipo de rodete abierto.
- Ha de instalarse siempre en carga cuando se trate de bombeo de agua bruta.
- El rendimiento típico es del 80%.
- Suele ser la solución más económica.

Centrífugas verticales.

- La bomba está sumergida, y el motor, unido a la bomba mediante un eje vertical, está fuera del agua.
- Resto de características similares a las centrífugas horizontales.
- Precio ligeramente superior al de aquéllas.

Centrífugas sumergibles

- El motor y la bomba están sumergidos dentro del agua.
- La bomba ha de ser de rodete abierto.
- El rendimiento decrece ligeramente respecto de las centrífugas horizontales. Alrededor del 75%.
- El precio puede llegar a ser doble que el de las centrífugas horizontales, pero presentan grandes ventajas de mantenimiento respecto a aquéllas.

Bombas axiales o de hélice

En la figura 5.8 se ve esquematizado este tipo de bombas. Tiene, generalmente, tres series de paletas: La primera es de paletas directrices de entrada; la segunda de paletas giratorias o de la hélice propiamente dicha, y la tercera de paletas directrices de salida.

Las de entrada hacen que el agua penetre hacia el eje de la rueda impulsora sin velocidad tangencial alguna; las paletas de la hélice comunican al agua una componente tangencial, y las de salida absorben de nuevo esta componente e impulsan el agua por el tubo de descarga y en el mismo sentido de su eje.

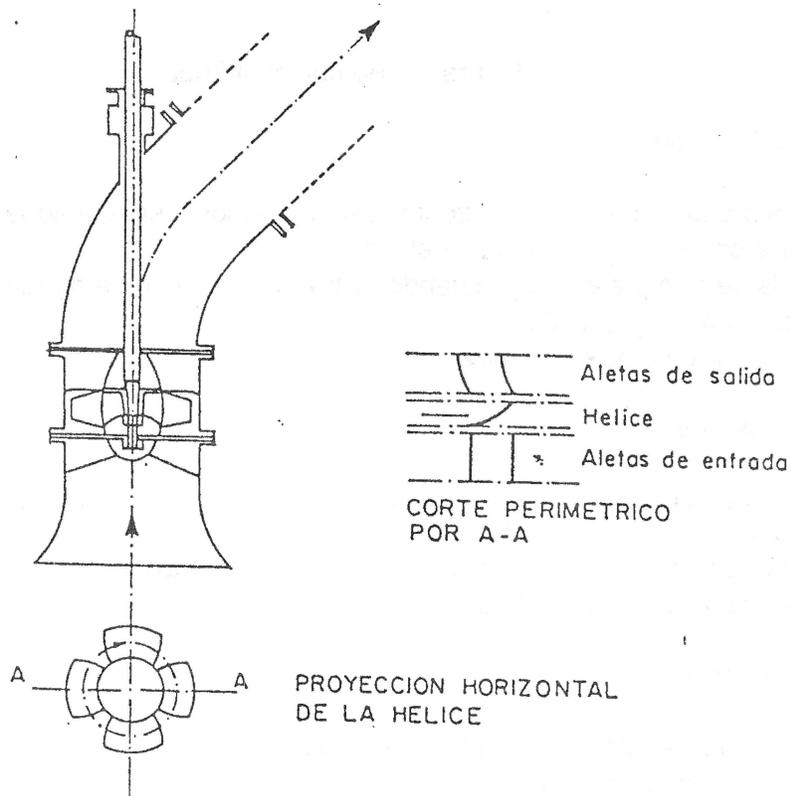


Fig. 5.8 Bomba de hélice

Este tipo de bomba se emplea para grandes caudales y alturas de 14 a 15 m en elevación. Su rendimiento es del 75 a 90%.

Las bombas helicoidales de rodete preparado para suprimir desplazamiento radial y de traslación según el eje son válidas para 25 a 35 m de elevación.

Bombas Volumétricas

Las bombas centrífugas de paletas son bombas volumétricas generalmente utilizadas como bombas de trasvase. figura 5.9

Bombas de Tornillo

- Se basan en el funcionamiento de un tornillo de Arquímedes sobre un canal de fondo circular construido en obra de fábrica o bien dentro de una camisa tubular metálica.
- Pueden bombear el agua con sólidos de gran tamaño sin peligros de atascamiento.

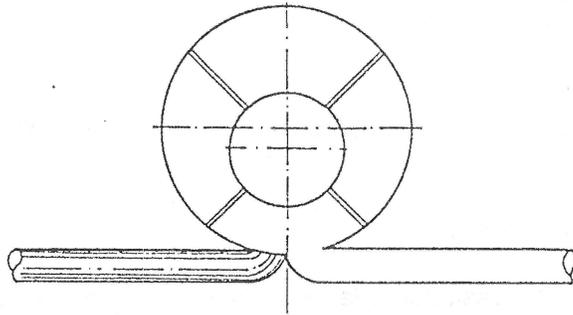


Figura 5.9 Bomba volumétrica

- La altura máxima de bombeo con un solo tornillo está limitada a 4.6 m. Para mayores alturas debe pensarse en más de una etapa de bombeo.
- El ángulo máximo del tornillo respecto de la horizontal es de 30-35°.
- La curva de funcionamiento altura-caudal, de una bomba de este tipo, es plana. Es decir, para una alta constante, el consumo es sensiblemente proporcional al caudal a bombear. Esto significa:
 - a) Que el rendimiento se mantiene constante para cualquier caudal dentro de unos límites.

b) Que la bomba autoregula su consumo de energía para los distintos caudales.

- El rendimiento oscila alrededor del 70%.

Bombas trituradoras

- Son bombas rotativas con dispositivos interiores de trituración, consistentes generalmente en peines giratorios, cuyos dientes exteriores discurren entre canales, produciendo la trituración de los residuos entre diente y canal.
- Pueden ser, como en el caso de las bombas centrífugas, horizontales, verticales y sumergibles.
- Su rendimiento es del orden del 30%.
- Su funcionamiento dificulta la depuración posterior, ya que generalmente es más sencillo separar del agua los sólidos más grandes.

Bombas Dilaceradoras

- Suelen consistir en bombas centrífugas, cuyos álabe, dotados de elementos de corte, dilaceran los sólidos que contiene el agua.
- El resto de características es similar al de las bombas trituradoras, aunque su rendimiento puede subir hasta el 40%.

Otros tipos de bombas

Pueden citarse otros tipos de bombas, como las de dosificación, neumáticas, eólicas y solares.

Bombas para aguas residuales.

En los bombeos de aguas residuales la naturaleza del agua a evacuar es el dato más importante para poder elegir con garantía la bomba adecuada. El procedimiento de selección de bombas, exclusivamente por el caudal y presión requeridas, sin tener en cuenta la naturaleza específica del líquido, se traduce en un mantenimiento continuo y costoso.

Una clasificación muy generalizada de las aguas de alcantarillado es la siguiente:

- aguas residuales domésticas.
- aguas residuales industriales.
- aguas residuales de granjas.
- aguas blancas de escorrentia.
- aguas de filtraciones del terreno.
- aguas con elementos abrasivos en suspensión.

Es fundamental elegir una bomba para cada tipo de agua, como garantía del funcionamiento de la bomba y del sistema de impulsión establecido.

Existen múltiples tipos de bombas, siendo difícil llevar a cabo una clasificación total de las mismas, aunque en general, existen dos grandes grupos fundamentales para las aguas residuales:

- bombas de desplazamiento positivo
- bombas rotacionales o rotodinámicas.

Y dentro de estos dos grupos la mayor parte de las bombas son centrífugas. La diferencia fundamental, entre los distintos tipos de bombas centrífugas, se basa en el rodete o impulsor.

BOMBAS CENTRIFUGAS

Impulsor de un canal o monocanal

El principal problema de los impulsores alabes, aparece con los sólidos arrastrados por las aguas.

Este tipo de impulsor se utiliza para aguas negras domésticas, aguas de oficinas, viviendas, chalets, locales comerciales, etc. Suele tener un paso de sólidos entre 50 mm de diámetro y 125 mm.

Por regla general no toleran los sólidos fibrosos y largos, pueden dar lugar a atascos en su interior. Tampoco son válidos para aguas abrasivas estos impulsores. El desgaste se produciría en la única arista de su álabe y terminaría desequilibrándose, repercutiendo esta anomalía en el eje mismo de la bomba, pudiéndose producir incluso una grave avería electro-mecánica.

El esquema tipo se presenta en las figuras siguientes, (5.10, 5.11, 5.12 y 5.13)

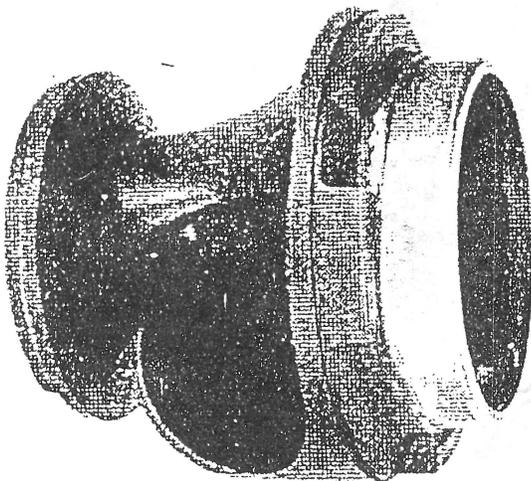


Fig. 5.10 Impulsor monocanal

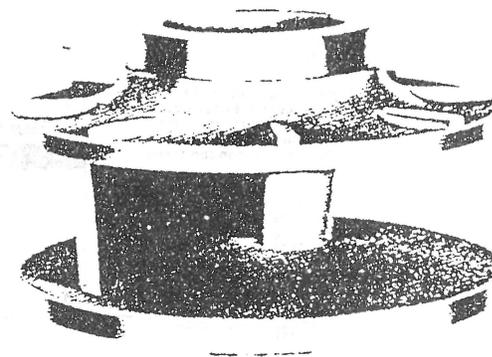


Fig. 5.11 Impulsor monocanal

Se emplean principalmente para extraer aguas residuales, lodos y aguas pluviales en las estaciones de bombeo y en las plantas tratadoras de los municipios. Dentro de la industria se emplean para bombeo de agua de refrigeración, agua de procesos y aguas residuales, medios agresivos y corrosivos.

Funcionan perfectamente en estaciones de bombeo pequeñas y simples. Las bombas son extraordinariamente eficaces y seguras en el funcionamiento. Se montan con rapidez y sencillez en tubos de guía o cables, y luego son descendidas al pozo de la bomba.

El impulsor es de canal cerrado en caja de bomba. La forma y el tamaño del canal hace que tenga muy poca tendencia a obstruirse.

Su diseño es muy compacto como puede verse en la figura, 5.10 y 5.11 en la que se representa una bomba Flygt modelo c.

La simplicidad de la instalación en un pozo de bombeo de aguas residuales, con este tipo de bomba sumergida queda reflejado en las siguientes figuras 5.12 y 5.13.

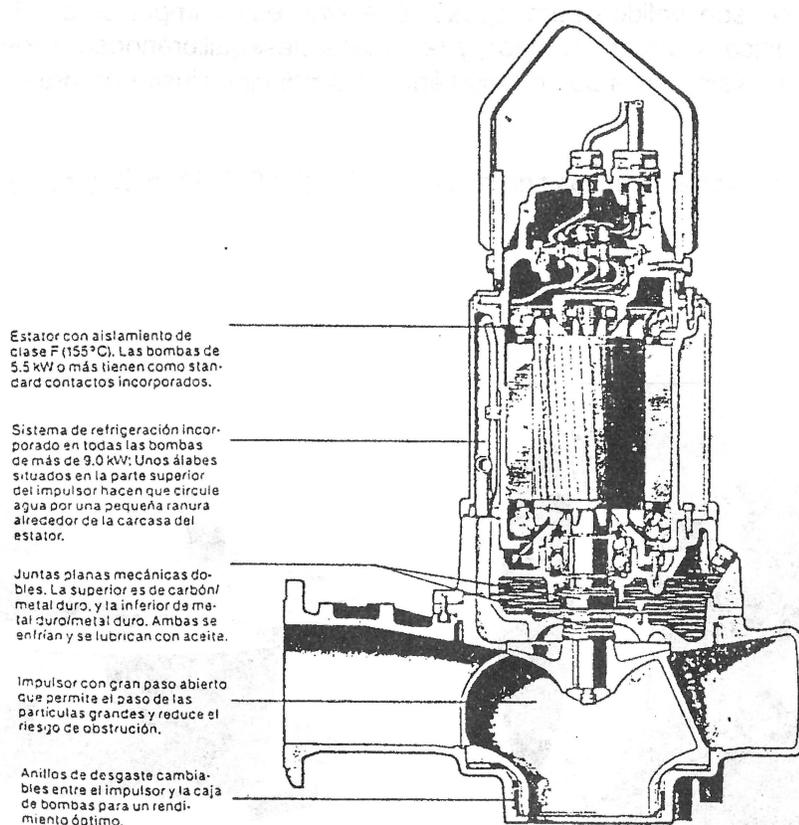


Fig. 5.12 Bomba con impulsor monocanal

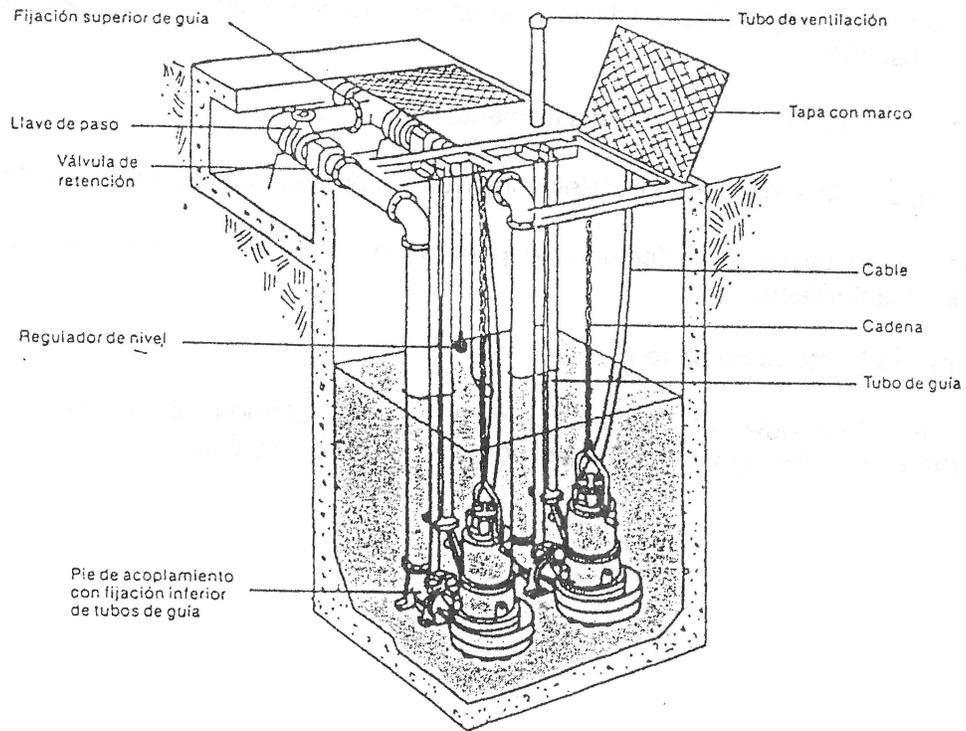


Fig. 5.13 Instalación de bombas con impulsores monocanal tipo Flygt

Impulsor cerrado de dos canales.

Este tipo permite aumentar las secciones de paso siendo normales entre 35 mm y 145 mm.

Fig. 5.14

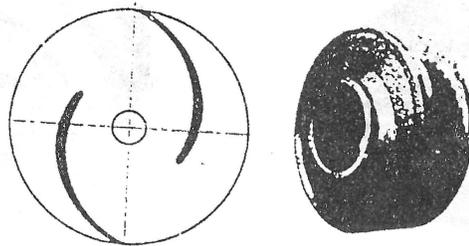


Fig. 5.14 Impulsor cerrado de dos canale

Bien diseñadas y para grandes caudales, pueden alcanzarse rendimientos en las bombas del orden del 80 al 85%.

Sigue teniendo problemas con materias filamentosas, trapos, etc.

El desgaste, ante la acción de materiales abrasivos, no produce desequilibrio, por simetría.

Este tipo puede utilizarse perfectamente para aguas de escorrentia superficial y aguas negras de alcantarillado.

Impulsor para bombas de paso libre

La impulsión se consigue por la formación de torbellinos. El impulsor consiste en una placa con nervaduras de altura constante o de tipo cónico. Fig. 5.15 y 5.16

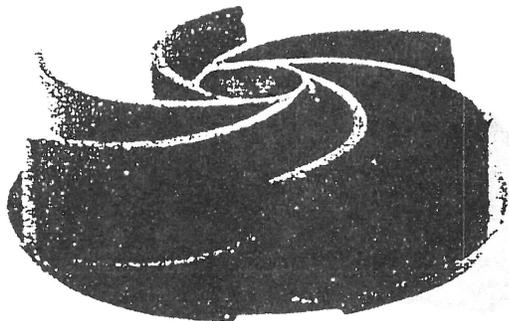


Fig. 5.15 Impulsor de paso libre



Fig. 5.16 Impulsor de paso libre

Está especialmente fabricado para líquidos altamente viscosos, que contienen lodos y pequeñas o grandes partículas sólidas. El bombeo se logra debido a que el impulsor crea un torbellino rápido con el consiguiente incremento de presión en el líquido. Esto hace que la mayor parte de las partículas arrastradas en el líquido no entren nunca en contacto con el impulsor; el desgaste resulta muy reducido. La abertura de paso, en una bomba con impulsor de torbellino, es casi tan grande como la abertura de entrada de la bomba.

El rendimiento de estas bombas es mediocre, precisando motores sobredimensionados. Los riesgos de obstrucción por el contrario son mínimos.

No presentan problemas para paso de elementos sólidos con dimensiones de 80 a 125 mm. Son adecuados para bombear aguas residuales con material de fibra larga y un alto contenido de sustancia seca.

BOMBAS DE TORNILLOS DE ARQUIMIDES

Origen, aplicación y ventajas.

En el siglo III a. C., el matemático y físico ARQUIMIDES inventó un artificio consistente en un tubo enrollado en espiral sobre un eje inclinado para elevar aguas. Fig. 5.17

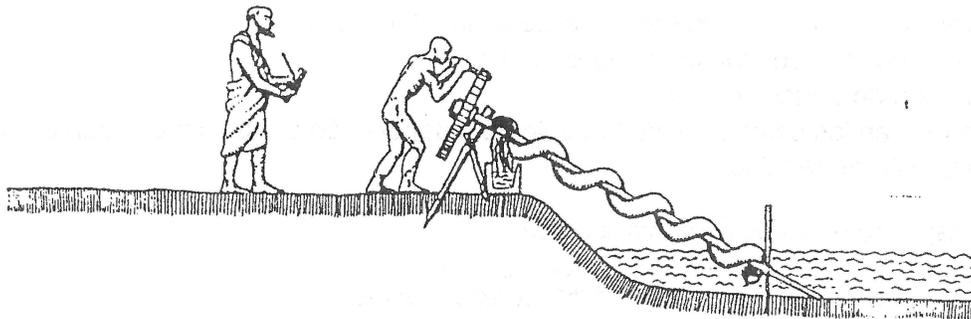


Fig. 5.17 Artificio de Arquímedes

Se sabe que los romanos utilizaron dicha máquina de elevación de aguas en las minas de oro en España. Fig. 5.18

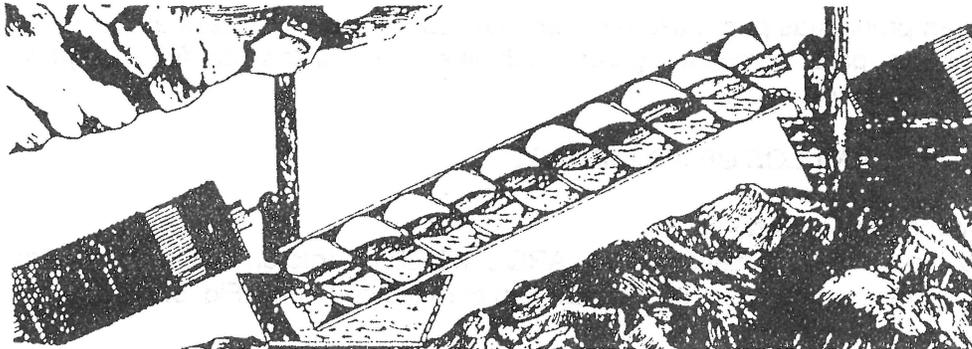


Fig. 5.18 Máquina elevadora de aguas tipo tornillo

hoy en día se sigue utilizando el "Tornillo de Arquímedes" para elevar aguas cargadas de elementos sólidos. Este sistema tiene la ventaja de elevar con un motor de velocidad constante el caudal de agua que llegue al depósito de entrada, desde cero hasta su capacidad máxima.

Su aplicación está en:

- Elevación de aguas residuales en colectores
- Elevación de aguas en entrada y salida de las depuradoras
- Retorno de lodo decantado al reactor biológico
- Elevación de aguas de escorrentía
- Introducir en las estaciones de tratamiento y depuración un caudal constante, tomando de un depósito de regulación.

Las ventajas de este tipo de elevación son:

- a) No precisan rejillas o elementos de desbaste previos.
- b) No requieren un pozo de toma amplio y profundo.
- c) Tiene un rendimiento alto del 33% al 70%
- d) Funcionan a velocidades relativamente bajas 20 a 120 r.p.m., reduciéndose considerablemente el fenómeno de abrasión.
- e) No precisa regulación ante oscilaciones de caudal.
- f) No rompe los lodos activados.

En la figura 5.19 aparecen designados los principales elementos del tomillo de Arquímedes y en la figura 5.20 una instalación completa.

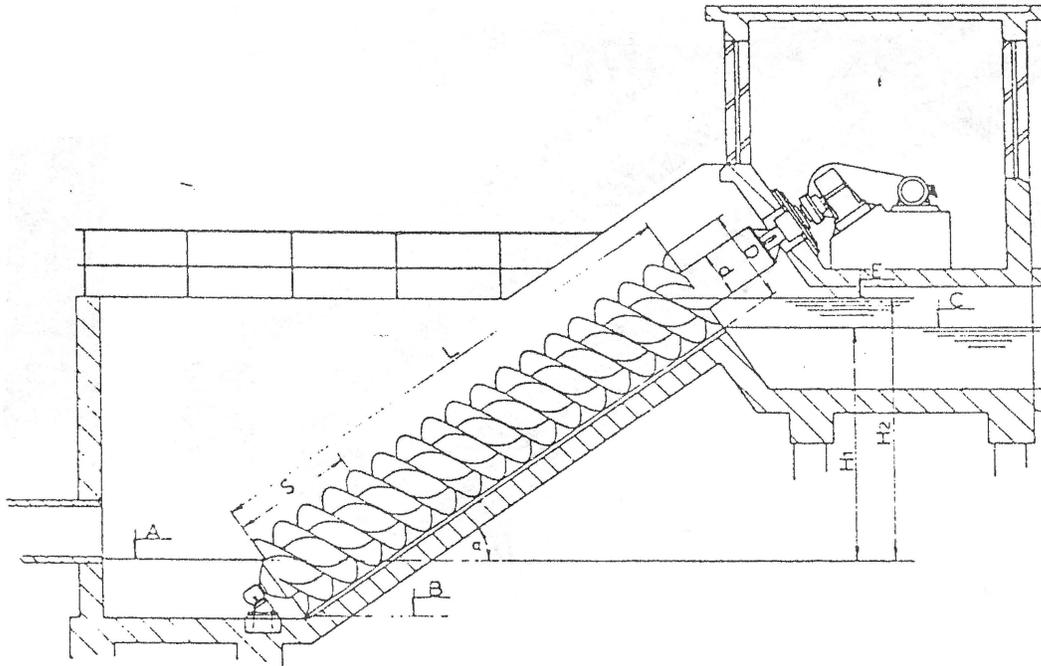


Fig. 5.19

- A = Máxima cota de llenado en depósito de entrada.
- B = Cota de solera del depósito de entrada.
- C = Cota de nivel del vertedero superior.
- E = Máximo nivel de descarga.
- a = Angulo de elevación
- D = Diámetro del tomillo.
- d = Diámetro del tubo soporte.
- L = Longitud de las hojas del tomillo.
- S = Paso de la hélice.
- H₁ = Altura del vertedero.
- H₂ = Máxima elevación

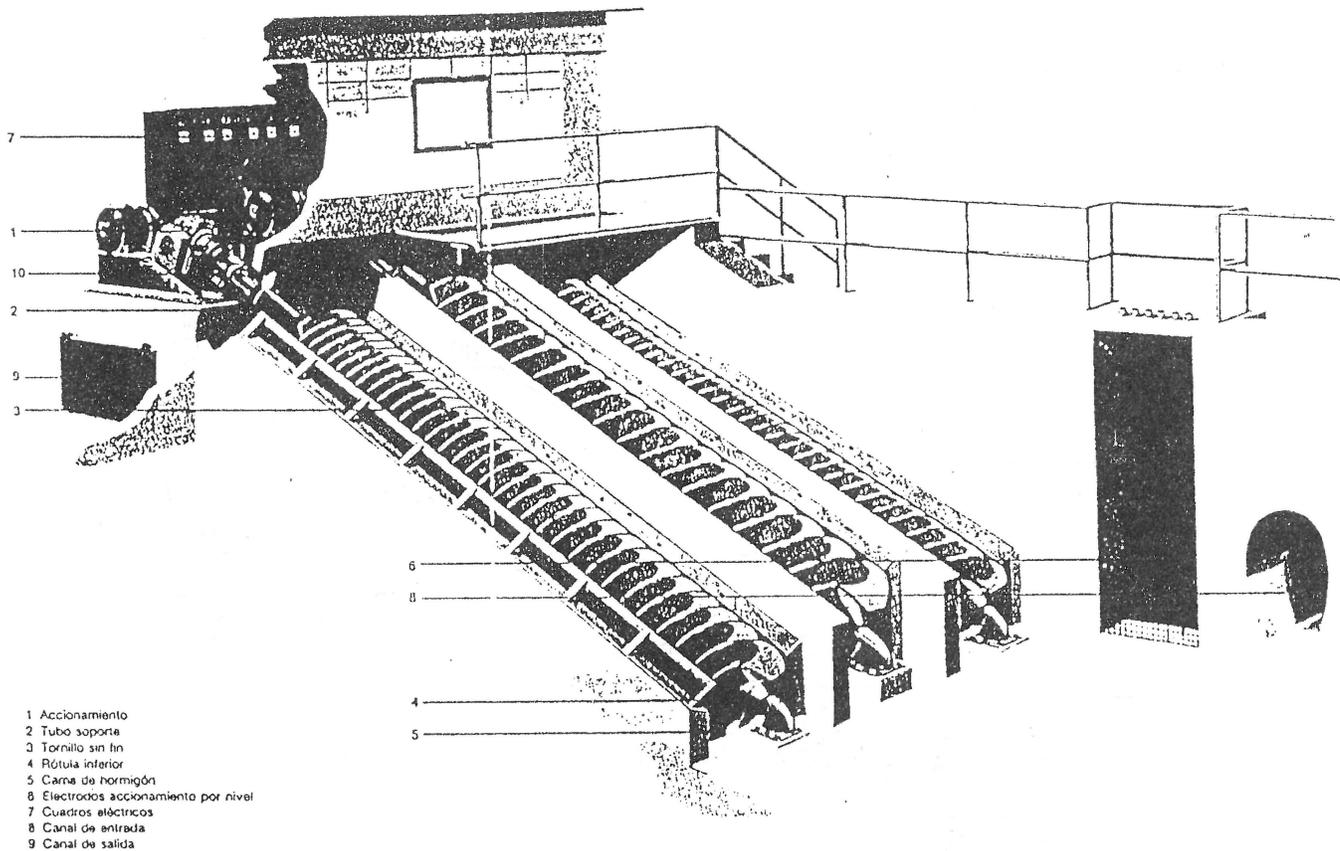


Fig. 5.20 Instalación completa con tornillos de Arquímedes

Bombas de capacidad variable. Los caudales de aguas pluviales y aguas residuales fluctúan de hora en hora, diariamente y según la estación del año. Para mantener el número de bombas y el tamaño de la estación en el mínimo de economía, es aconsejable considerar el uso de equipos de bombeo de capacidad variable.

Hay varias maneras de usar equipo de bombeo de capacidad variable. Con excepción de las unidades de muy alta capacidad, el tipo más común de unidad de capacidad variable es la bomba accionada por motor de velocidad variable. Algunas de las unidades de impulsión que se han usado son: motores de rotor embobinado controlado por reóstato; motores controlados de frecuencia variable; motores de velocidad constante con acoplamiento de corriente-eddy o acoplamientos hidráulicos; motores de rotor embobinado con recuperación estática; motores de corriente directa (motores c-d) y máquinas de combustión interna. En velocidades reducidas, las cargas de bombeo están siempre en las curvas del sistema, pero las eficiencias de los motores de velocidad variable son también proporcionalmente más bajas y deberían considerarse en cualquier diseño general de estación.

En unidades de bombas verticales grandes de baja carga, se pueden usar bombas de velocidad constante de caudal mixto y de propela con álabes de espaciamento variable. Donde la curva del sistema es plana, la hidráulica de unidades de espaciamento variables tiene como resultado máximas eficiencias y bajos momentos de arranque. Los mecanismos para cambiar el espaciamento del impulsor mientras la bomba está en operación son complejos y costosos. Hay un gran número de estas instalaciones en América. Actualmente sin embargo, ninguna firma de los Estados Unidos fabrica este tipo de unidad.

Con unidades de baja velocidad específica, las capacidades de la bomba de velocidad constante pueden cambiarse estrangulando la válvula de descarga. La desventaja es que en capacidades disminuidas la bomba está siempre operando en cargas mayores que las de la curva del sistema y en eficiencias de bombeo menores. Además el estrangulamiento de las válvulas podría causar problemas de obstrucción debido a los escombros en las aguas de lluvia y las aguas residuales.

El almacenamiento del foso húmedo podría hacerse suficientemente grande para permitir el ciclaje de la bomba de velocidad constante (un ciclo es igual a la suma del tiempo de arranque y parada de la bomba). La frecuencia de arranques del motor está regida por la habilidad del motor para auto enfriarse después de haber consumido un 500% a 600% de la corriente regular que requiere para arrancar. El abanico del motor funciona solo cuando el motor está prendido, no mientras está apagado. Motores bajo 20 kW (25 hp), pueden tolerar seis ciclos por hora sin sobrecalentarse y por lo tanto, sin reducir la vida del motor. Según aumentan los tamaños de los motores así aumenta el tiempo del ciclo de operación, que se considera seguro hasta que cuando se llega aproximadamente a los 400 kW (500 hp), se considera un máximo de uno o dos arranques en 24 horas. Sin embargo, debido a que esta frecuencia no es requerida por todos los fabricantes, cada selección de diseño debería considerarse en sus propios méritos.

Las bombas de velocidad constante y álabes de separación variable, o las de velocidad variable y álabes de espaciamento fijo, casi siempre se usan para eliminar completamente el ciclaje. La capacidad de la bomba se controla usualmente por el nivel en el foso húmedo.

OTROS TIPOS DE BOMBAS, IMPULSORES E INSTALACIONES

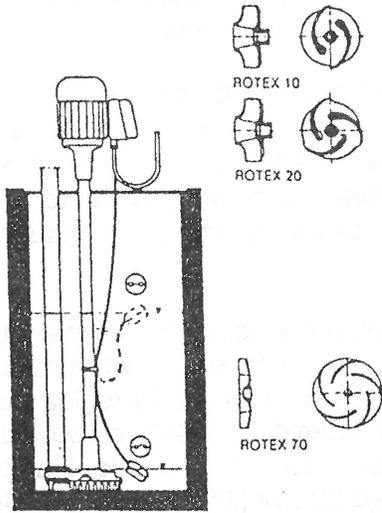


Fig. 5.21 Bombas e instalaciones (ROTEX)

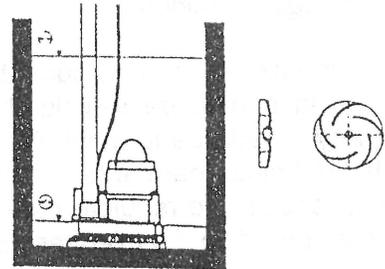


Fig. 5.22 Bombas e instalaciones (TURBO-DRAINER)

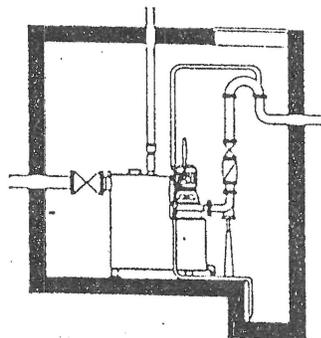


Fig. 5.23 Bombas e instalaciones (COMPACTA)

KRP

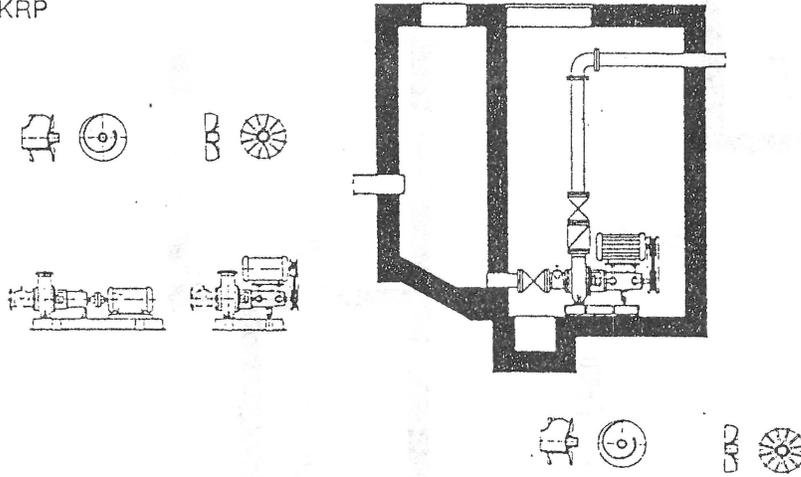


Fig. 5.24 Bombas e instalaciones (KRP) (KVR)

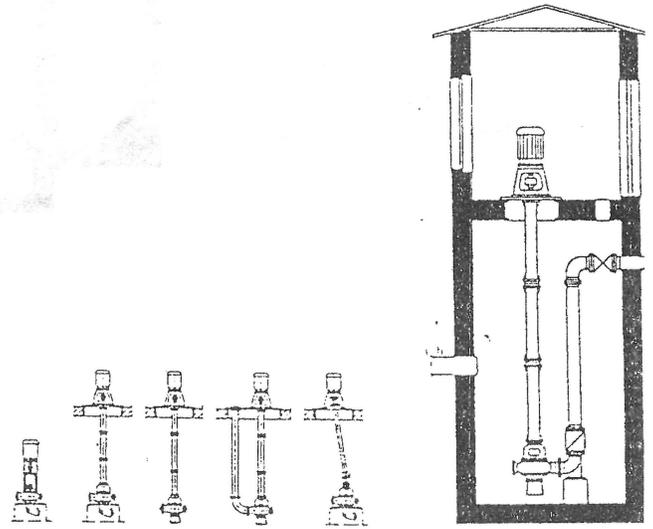


Fig. 5.25 Bombas e instalaciones

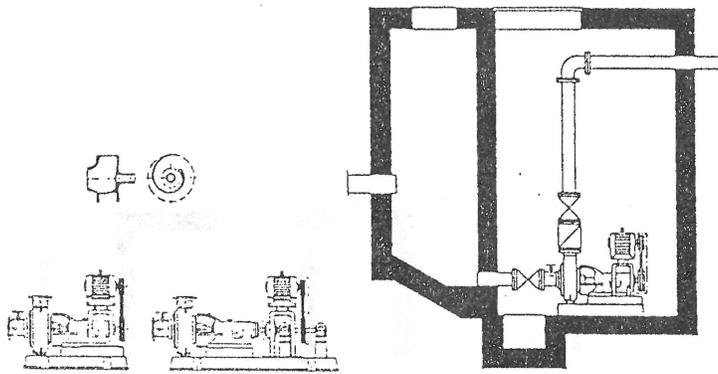


Fig. 5.26 Bombas e instalaciones (KRK) (KRM)

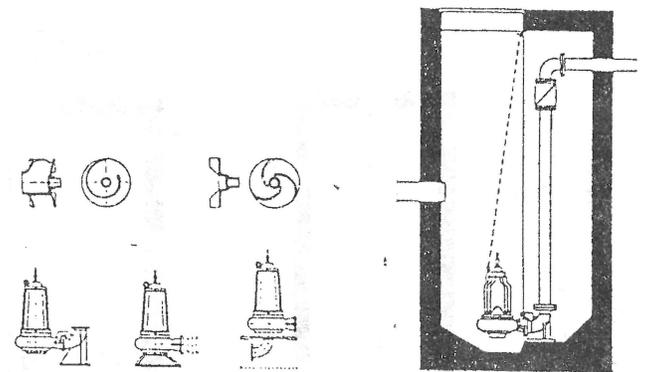


Fig. 5.27 Bombas e instalaciones

KVM

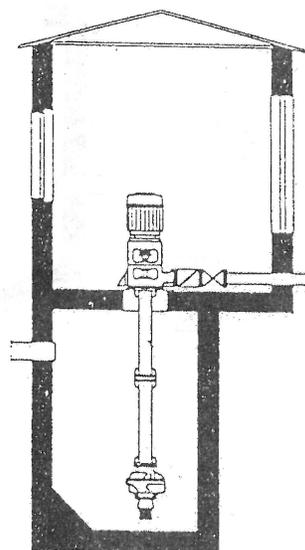
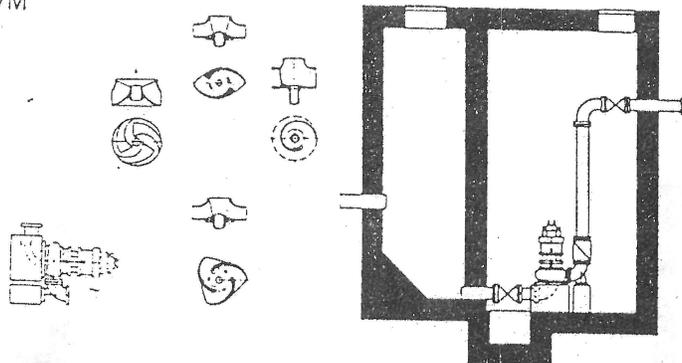


Fig. 5.28 Bombas e instalaciones (KVM) (EKVV)

Fig. 5.29 Bombas e instalaciones

KSM

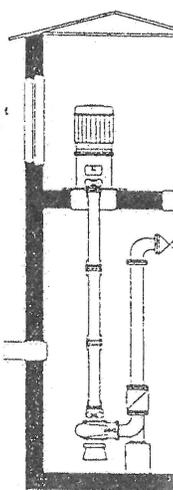
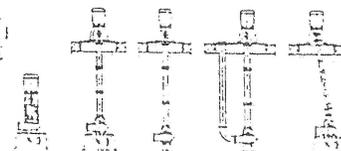
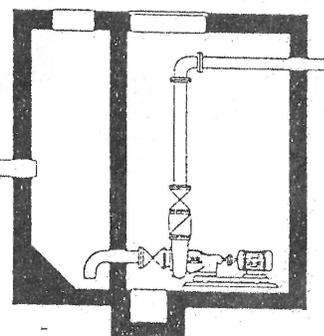
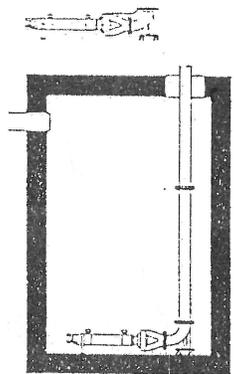
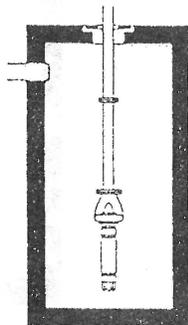


Fig. 5.30 Bombas e instalaciones (KSM) (SPK,SPV)

Fig. 5.31 Bombas e instalaciones

5.5 POTENCIA DE BOMBEO NECESARIO

La potencia requerida para el bombeo se calcula con la siguiente fórmula

$$HP = 1.25 \frac{QH}{76\eta}$$

1.25 = coeficiente para aguas residuales

Q = gasto (m³/seg)

H = altura de elevación total mas pérdidas de carga (m)

η = eficiencia de la bomba (adimensional)

$$KWH = HP \times 0.7457$$

Por catálogo se busca la marca, el tipo y el caballaje de la bomba que mas se acomode al diseñador (costo, eficiencia, confianza, antecedentes, etc) y se determina el número de bombas.

$$\text{No. de bombas} = \frac{HP \text{ calculado}}{\text{potencia de la bomba seleccionada}}$$

CONDICIONES DE SUCCION

La aspiración nunca puede ser superior a 10.33 m al nivel del mar. La máxima aspiración se determina con la siguiente expresión.

$$H_a = 10.33 - (A+B+C+D)$$

Además se recomienda utilizar 0.9 Ha para evitar cavitaciones.

A = Pérdidas en la tubería de succión

B = Pérdidas debidas a la altitud (presión atmosférica a 0°C y al nivel del mar es de 10.33 m, disminuyendo 1.16 mm por metro de altura).

C = Pérdidas debidas a la temperatura

Pérdidas de presión en metros de columna de agua

°C	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
m	0.10	0.22	0.47	0.80	1.35	2.10	3.20	4.75	7.20	10.33

D = Pérdidas debidas a la construcción de la bomba, que varían con el diámetro, la velocidad de giro y la carga neta positiva de succión (CNPS). En las bombas sumergidas, la colocación por debajo de la columna de agua será P/0.9 siendo P el valor de CNPS para el caudal elegido.

CAUDAL A ELEVAR Y TIEMPO DE FUNCIONAMIENTO DE LAS BOMBAS

El caudal "Q" a elevar se calcula en función del volumen diario de agua a elevar y del tiempo de funcionamiento del grupo.

Para las instalaciones en funcionamiento teórico continuado se tomará por seguridad un tiempo de funcionamiento igual a 20 horas. Con frecuencia se estima el tiempo de funcionamiento entre 8 y 12 horas. Cuando las bombas funcionen con motores eléctricos se reduce el tiempo de funcionamiento.

Será obligatorio instalar dispositivos de cebado en las bombas centrífugas antes de su puesta en servicio. Cuando se quiera conseguir alturas manométricas elevadas será preciso el empleo de bombas multicelulares, colocando en serie varias bombas centrífugas. Por el contrario para grandes gastos y pequeñas alturas el acoplamiento se hará en paralelo.

La reserva contra averías se establecerá a base de un grupo de reserva de igual capacidad que el trabajo, si la potencia instalada es inferior a 10 HP. Cuando la potencia sea superior a 10 HP se instalarán tres grupos, dos de trabajo y uno de reserva.

En poblaciones de crecimiento rápido, en que las previsiones de caudal son muy elevadas, se instalarán bombas suficientes para la mitad del caudal previsto y reserva de las necesarias para el máximo caudal para, en su día, ampliar la instalación de trabajo al doble, quedando de reserva la misma. Los grupos de reserva podrán estar accionados por motores de combustión interna o eléctricos, no siendo admisibles los primeros cuando estén situados a profundidades mayores a 4,00 m., o en lugares de ventilación insuficiente.

5.6 INSTALACIONES DE BOMBAS SUMERGIDAS

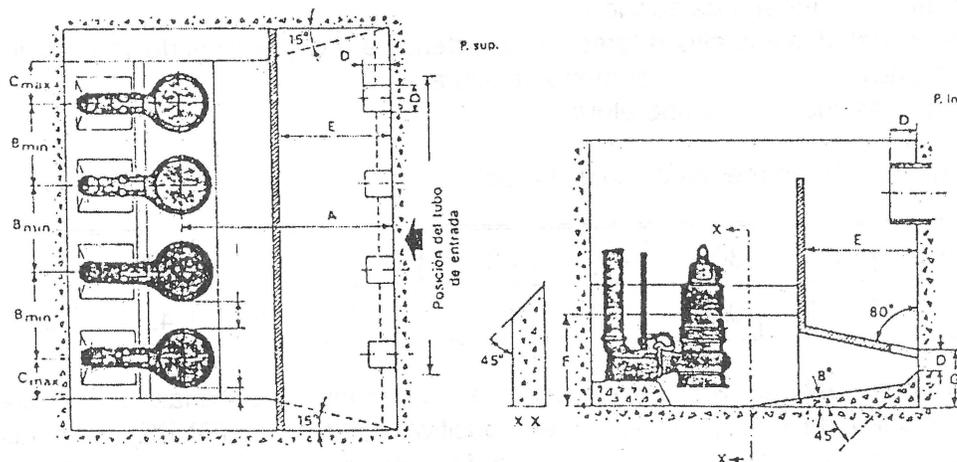


Fig. 5.32 Estación de bombeo en planta y alzado

Según estudios realizados en la Universidad de Nottingham, pueden darse las siguientes recomendaciones para la entrada a la arqueta de bombas y su volumen.

Tubo de entrada

El tubo de entrada no necesita estar localizado de forma central en la pared opuesta a las bombas, aunque puede resultar ventajoso si se encuentra en la región central. El saliente del tubo deberá ajustarse de modo que el agua entre en las condiciones de caudal máximo, choque contra la división vertical antes de ser deflectada al fondo de la cámara tranquilizadora de entrada. En el caso de caudal reducido y de nivel de agua bajo, el agua no deberá caer directamente sobre las aberturas del fondo de la cámara tranquilizadora. Es conveniente, por no decir necesaria, la instalación de una jaula de rejilla en salida de la tubería de entrada para retirar sólidos.

Aberturas de entrada (sumidero tipo foso). La entrada del sumidero debería estar por debajo del nivel mínimo del líquido y tan alejado de las bombas como lo permita la geometría del sumidero. El afluente no debería chocar contra la bomba, ni entrar en forma de chorro directo a la entrada de la bomba, o entrar al foso de tal manera que cause rotación del líquido en el foso. Donde sea necesario se puede usar una boquilla de distribución para prevenir chorros, y para evitar rotación se pueden usar deflectores (mamparas) Fig. 5.33.

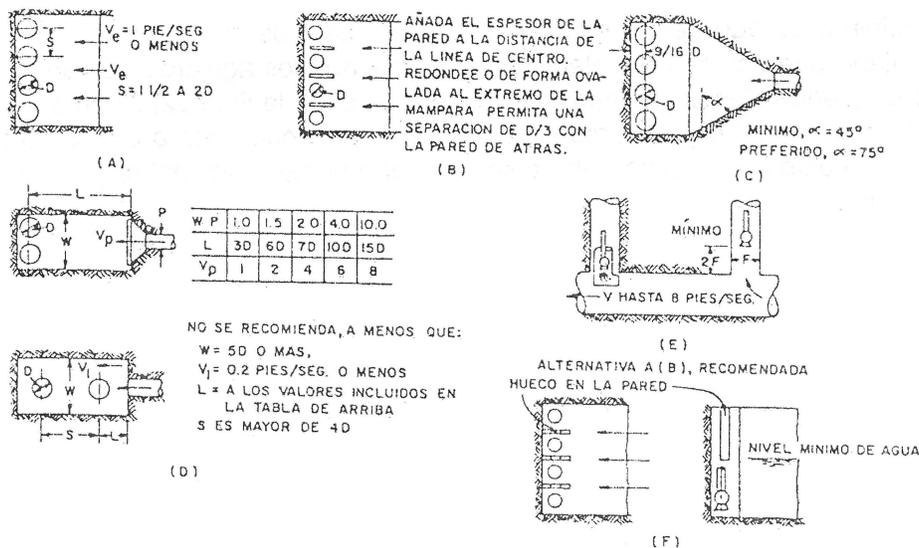


Fig. 5.33 Condiciones recomendadas para el canal de aproximación en instalaciones de bombas múltiples.

Cámara tranquilizadora de entrada

Una pared vertical situada frente al tubo de entrada impide que el agua entrante caiga directamente al pozo de bombas y produzca burbujas de aire. La energía cinética del agua queda reducida cuando golpea contra la pared y tiene lugar una desaireación satisfactoria en la cámara tranquilizadora.

La cámara de bombeo

El diseño de la cámara de bombeo asegura un flujo regular de agua, sin turbulencias ni remolinos, hacia las bombas. El caudal entrante se distribuye por medio de los agujeros que hay en el fondo de la cámara de entrada, situados frente a cada una de las bombas.

Con el fin de evitar la formación de remolinos, con aspiración de aire, entre la bomba exterior y la pared lateral, ésta se acerca a la bomba, y se sitúa a una altura aproximada a la mitad del estator del motor.

Las burbujas de aire, que entran con el agua en la cámara de bombeo, se elevan hacia arriba a lo largo del fondo inclinado de la cámara tranquilizadora de entrada, y salen a la superficie cerca de la pared divisoria vertical.

Debido a que el agua está en movimiento por todas partes, existe poco riesgo de sedimentación, siempre y cuando no se hayan sobrepasado las dimensiones indicadas.

Fig. 5.32.

La dimensión más conveniente a incrementar con el fin de obtener un mayor volumen de pozo es la distancia desde la cámara de entrada a las bombas.

Nivel mínimo de agua

El nivel mínimo de agua en la cámara de las bombas, es decir, el nivel de parada de las bombas, tiene que ser lo suficientemente alto para que los agujeros del fondo de la cámara de entrada queden siempre sumergidos (dimensión G en la fig.5.32) Además deberá tenerse en cuenta que el nivel de agua más bajo quede determinado por la CNPS requerido para la bomba, y en cualquier caso no deberá ser inferior a la parte alta del alojamiento del impulsor de la bomba.

5.7 DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DEL CARCAMO

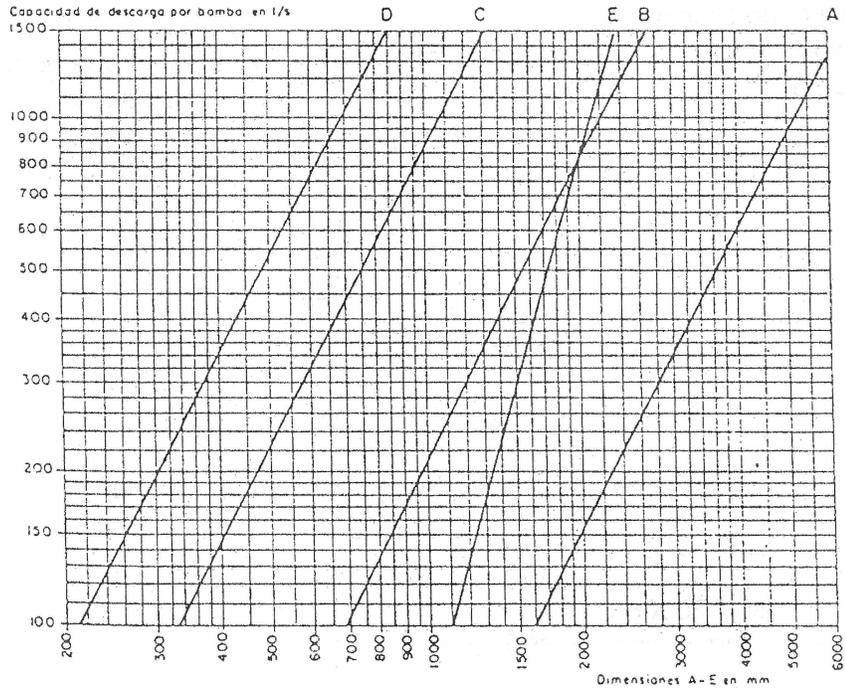


Fig. 5.34 Diagrama para determinar las dimensiones A-E

CRITERIOS PARA DETERMINAR EL VOLUMEN DEL CARCAMO

Siendo que el caudal medio de aportaciones de aguas residuales en l/s, la capacidad de la bomba será $Q_{\epsilon} = 2Q_m$

La capacidad mínima útil del cárcamo será dado por :

- CRITERIO EUROPEO

$$V = \frac{0.9 Q}{Z} \text{ (m}^3\text{)}$$

V= Volumen mínimo útil del pozo (m³)

Q_ε = Capacidad de la bomba (l/s)

Z = Frecuencia del arranque (N/hora)

- CRITERIO AMERICANO

$$V = \frac{\theta Q_{\epsilon}}{4} \text{ (lts)}$$

V = Volumen requerido en litros

θ = Tiempo mínimo en minutos de un ciclo o incremento de velocidad de una bomba

Q_{ϵ} = Capacidad de la bomba en lts X min, o incremento de la capacidad de bomba por una bomba adicional

Ejemplo :

$Q_{\epsilon} = 20$ lts/seg

Z = 3

$\theta = 20$ min

$$V = \frac{0.9 Q_{\epsilon}}{Z} = \frac{0.9 \times 20}{3} = 6 \text{ m}^3$$

$$V = \frac{\theta Q_{\epsilon}}{4} = \frac{20 \times 20 \times 60}{4} = 6000 \text{ litros}$$

CASO 1

El tamaño de la estación está determinado por el número y dimensiones de las bombas, así como por la capacidad de descarga por bomba.

Las dimensiones A, B, C, D y E marcadas en la fig. 5.32 se determinan mediante la gráfica de la fig. 5.34 en función de la capacidad de descarga por bomba.

La superficie del pozo de bombas puede determinarse con ayuda de los datos dimensionales de la fig. 5.35. Los diferentes niveles de arranque pueden calcularse conjuntamente con los cálculos del volumen del pozo. Si la altura disponible es insuficiente, el volumen necesario del pozo se obtiene normalmente incrementando la dimensión A.

Dimensión B: El espacio entre dos carcasas de bombas no deberá ser nunca inferior a 200 mm.

Dimensión C: El espacio entre la pared y la carcasa de la bomba nunca deberá ser inferior a 100 mm.

Cálculo de los volúmenes necesarios para el depósito de bombeo

Normalmente, con bombas sumergidas, se va a depósitos de tamaño inferior al utilizado en las instalaciones de cámara seca.

Una característica significativa en las bombas, fundamental para el cálculo del volumen de los depósitos, es el número posible de arranques y paradas por hora. Esto para evitar problemas mecánicos y térmicos.

VOLUMEN REQUERIDO

El volumen del pozo de bombas aquí indicado tiene que ser considerado como un volumen mínimo para un funcionamiento satisfactorio en las condiciones más desfavorables, con respecto al número de arranques.

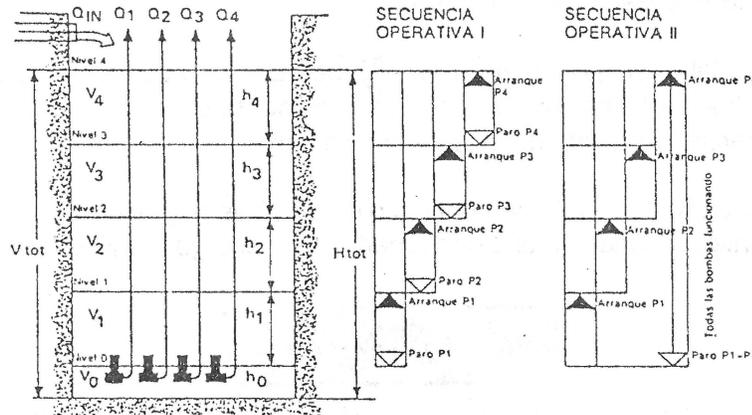


Fig. 5.35 Secuencia operativa para 4 bombas

Las curvas de sistema esquemáticas de la fig. 5.36 muestran que el caudal por bomba varía según el número de bombas funcionando. Puede usarse el valor medio entre el arranque y el paro para el cálculo de cada volumen parcial.

El volumen total requerido para el pozo de bombas se obtiene añadiendo, a los volúmenes parciales así obtenidos, el volumen residual (V₀) entre el fondo de la cámara y el nivel mínimo o de paro.

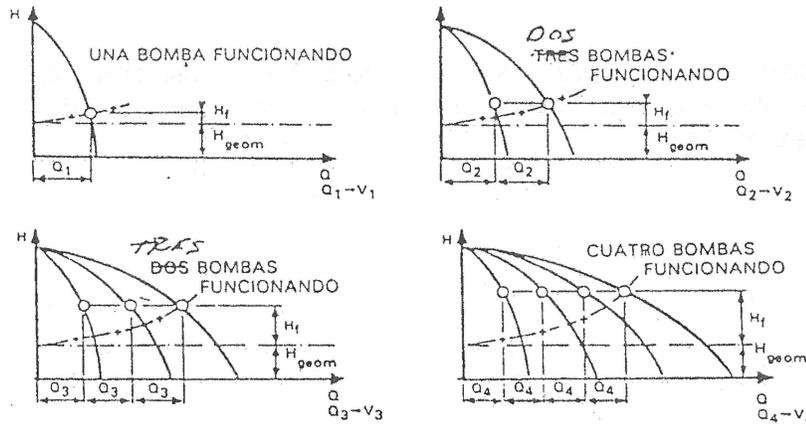


Fig. 5.36 Curvas de sistema esquemáticas

En el caso de la secuencia operativa I, el volumen necesario de la cámara de bombeo puede calcularse fácilmente empleándose el diagrama I. Fig.5.37.

Empezar con el caudal correspondiente a las bombas de cada curva de sistema. Continuar hacia arriba en sentido vertical hasta la línea que representa el tiempo mínimo del ciclo y leer luego el volumen parcial requerido del pozo en el eje vertical.

El ejemplo ilustra el cálculo del volumen del pozo de bombas requerido para una estación con cuatro bombas idénticas, conectadas a una tubería de descarga común.

$$V_{tot} = V_0 + V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

Las diferencias de nivel entre los varios niveles de arranque se calculan dividiendo los volúmenes antes mencionados por la superficie (A) del pozo de bombas.

$$h_1 = \frac{V_1}{A} ; h_2 = \frac{V_2}{A} ; \text{etc.}$$

El diagrama II (fig. 5.38) puede emplearse para calcular los volúmenes parciales del pozo de bombas para la secuencia operativa II.

Empezar con el tiempo mínimo del ciclo (T), en el diagrama, y luego desplazarse en sentido vertical hacia arriba hasta la curva que representa el caudal para cada bomba y leer el volumen parcial requerido en la escala vertical (escala V₁, para P₁, escala V₂ para P₂, etc.)

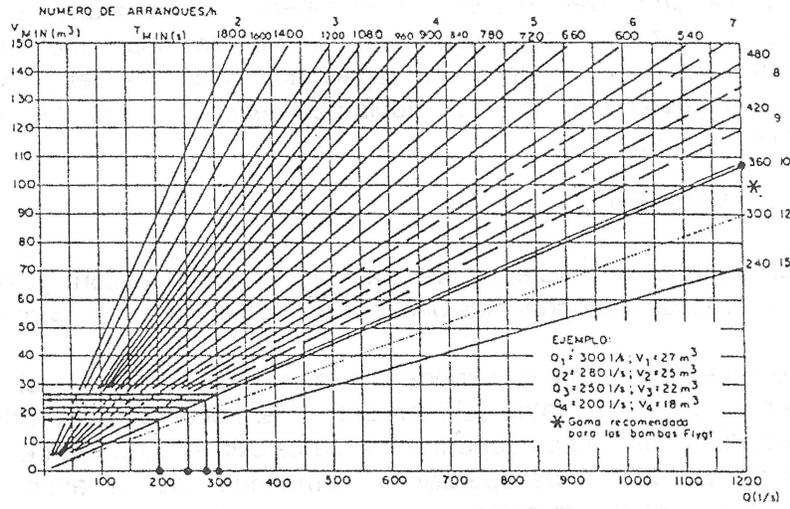


Fig. 5.37 Diagrama 1 Secuencia operativa I

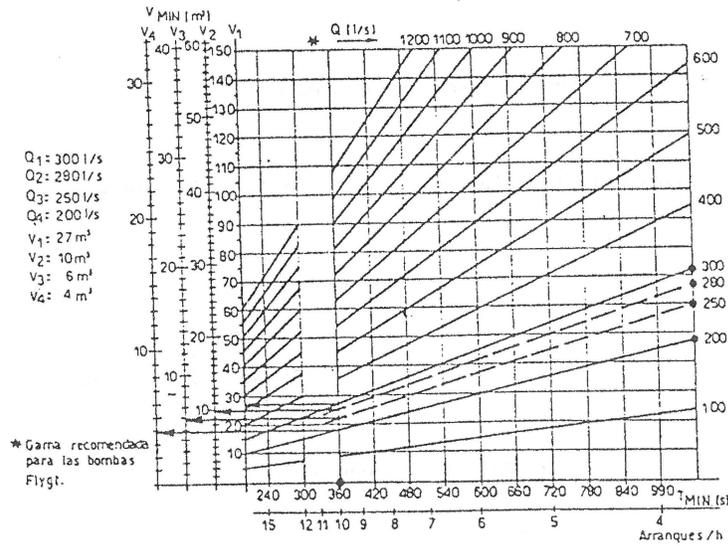


Fig. 5.38 Diagrama 2. Secuencia operativa II

CASO 2

Selección del número y capacidad de las bombas.

Cuando se trata de manejar un caudal constante, basta con equipar el cárcamo de bombeo con dos equipos, uno en operación y el otro en espera. Sin embargo, cuando el caudal presenta máximos y mínimos es conveniente manejar tres equipos. Uno con capacidad por encima del caudal mínimo; un segundo con capacidad por encima del caudal medio de tal forma que sumen el caudal máximo y; un equipo de servicio auxiliar que tenga capacidad para el caudal máximo.(Fig. 5.39)

Dimensionamiento del cárcamo.

En función del tamaño del sistema de tratamiento en cuestión y de las bombas seleccionadas, se procede a proponer las dimensiones superficiales del cárcamo.

- a) Una bomba en operación y otra en espera para manejar cualquier caudal. El nivel de paro de la bomba se obtendrá de datos del fabricante. Para obtener el nivel de arranque, una vez propuestas las dimensiones superficiales, se calcula el volumen de agua a vaciar al transcurrir el tiempo mínimo de operación recomendado por el fabricante. Revisando luego el tiempo que transcurre entre arranques consecutivos para cualquier combinación caudal influente y de bombeo y el máximo tiempo que se retiene el agua en el cárcamo.

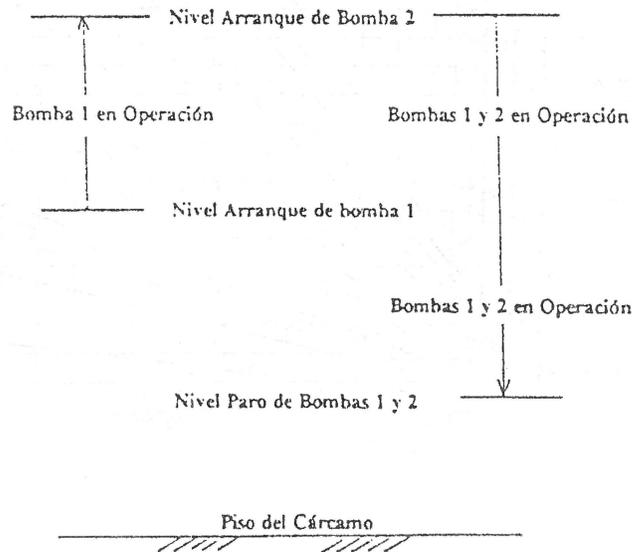


Fig. 5.39 Secuencia operativa para 2 bombas

b) Combinación de equipos de bombeo de baja y alta capacidad. Será necesario determinar primero el nivel de arranque para el equipo de menor capacidad cuando se presenten los caudales mínimos.

El caudal de la bomba 1 (B₁) es mayor que el caudal entrante Q_{ent} de aguas residuales.
 Tiempo de un ciclo de operación = tiempo trabajando + tiempo sin operar

$$T = T_{servicio} + T_{fuera}$$

$$T_{fuera} = \frac{\text{Volumen desde nivel de para hasta nivel de arranque de Bomba 1}}{\text{Caudal mínimo de aguas residuales}}$$

$$T_{fuera} = \frac{V_1}{Q_{ent}}$$

T_{servicio} = Tiempo en que Bomba 1 vacía V₁; desde arranque hasta paro.

$$T_{servicio} = \frac{V_1}{B_1 - Q_{ent}}$$

Sustituyendo en la primera ecuación se tiene que el tiempo de un ciclo de operación será:

$$T = \frac{V_1}{B_1 - Q_{ent}} + \frac{V_1}{Q_{ent}}$$

$$T = V_1 \left(\frac{1}{B_1 - Q_{ent}} + \frac{1}{Q_{ent}} \right)$$

Derivando el tiempo de un ciclo T con respecto al caudal entrante Q_{ent} e igualando a cero, se obtiene el valor mínimo para un ciclo.

A partir de $\frac{dT}{dQ_{ent}} = 0$, se llega a la expresión: B₁ = 2 x Q_{ent}

Sustituyendo en la penúltima ecuación con T = T_{mínimo}

$$T_{\text{mínimo}} = V_1 \left(\frac{1}{B_1 - B_2/2} + \frac{1}{B_1/2} \right) = V_1 \left(\frac{1}{B_1/2} + \frac{1}{B_1/2} \right) = \frac{2V_1}{B_1/2}$$

$$T_{\text{mínimo}} = 4 \times \frac{V_1}{B_1} = 2 \times \frac{V_1}{Q_{\text{ent}}}$$

El tiempo mínimo de un ciclo de operación $T_{\text{mínimo}}$ se obtiene de las especificaciones del fabricante.

El caudal de la bomba 1 (B_1) debe proponerse por encima del caudal mínimo de aguas residuales $Q_{\text{ent}} > Q_{\text{mínimo}}$.

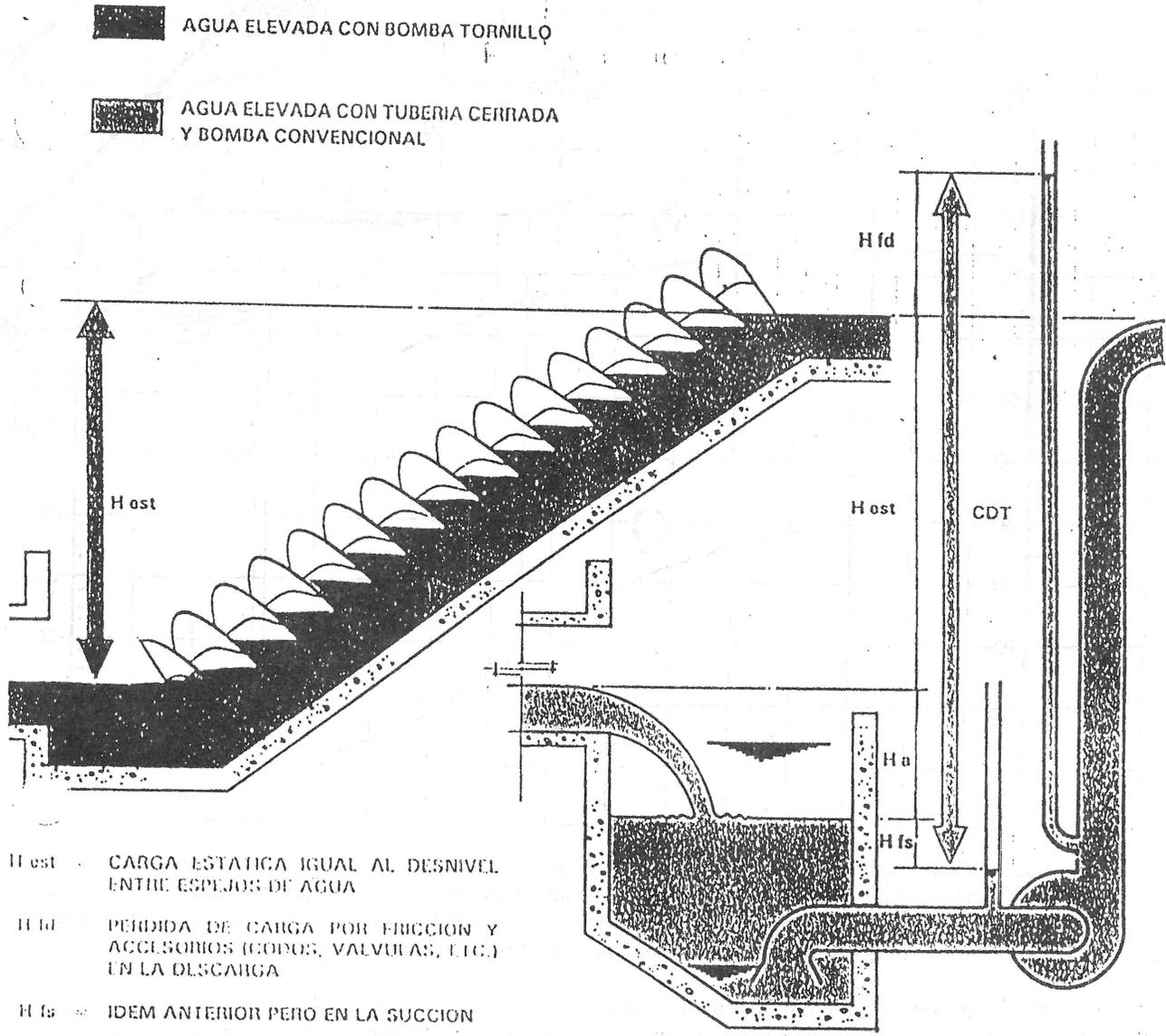
El volumen V_1 se calcula substituyendo el resto de valores conocidos. El nivel de arranque de la bomba 1 se determina proponiendo las dimensiones superficiales del cárcamo.

$$V_1 = T_{\text{mínimo}} \times B_1/4 = T_{\text{mínimo}} \times \frac{Q_{\text{ent}}}{2}$$

Cuando el caudal de entrada Q_{ent} sea mayor que la descarga de la bomba 1 B_1 , el nivel de agua seguirá ascendiendo por encima de nivel de arranque de Bomba 1 hasta llegar al nivel de arranque de bomba 2. A partir de este punto ambas bombas permanecerán en operación hasta vaciar el tanque en nivel de paro de bombas.

El volumen V contenido desde nivel de paro de bombas hasta nivel de arranque de bomba 2 se determina multiplicando la suma de la descarga de ambas bombas por el tiempo mínimo recomendado de operación. Por diferencia se obtiene el volumen V_2 por encima de V_1 .

Deberá revisarse que para cualquier combinación de caudales influente y de bombeo, no se sobrepase la frecuencia recomendada de arranques y no se retenga por demasiado tiempo el agua en el cárcamo.

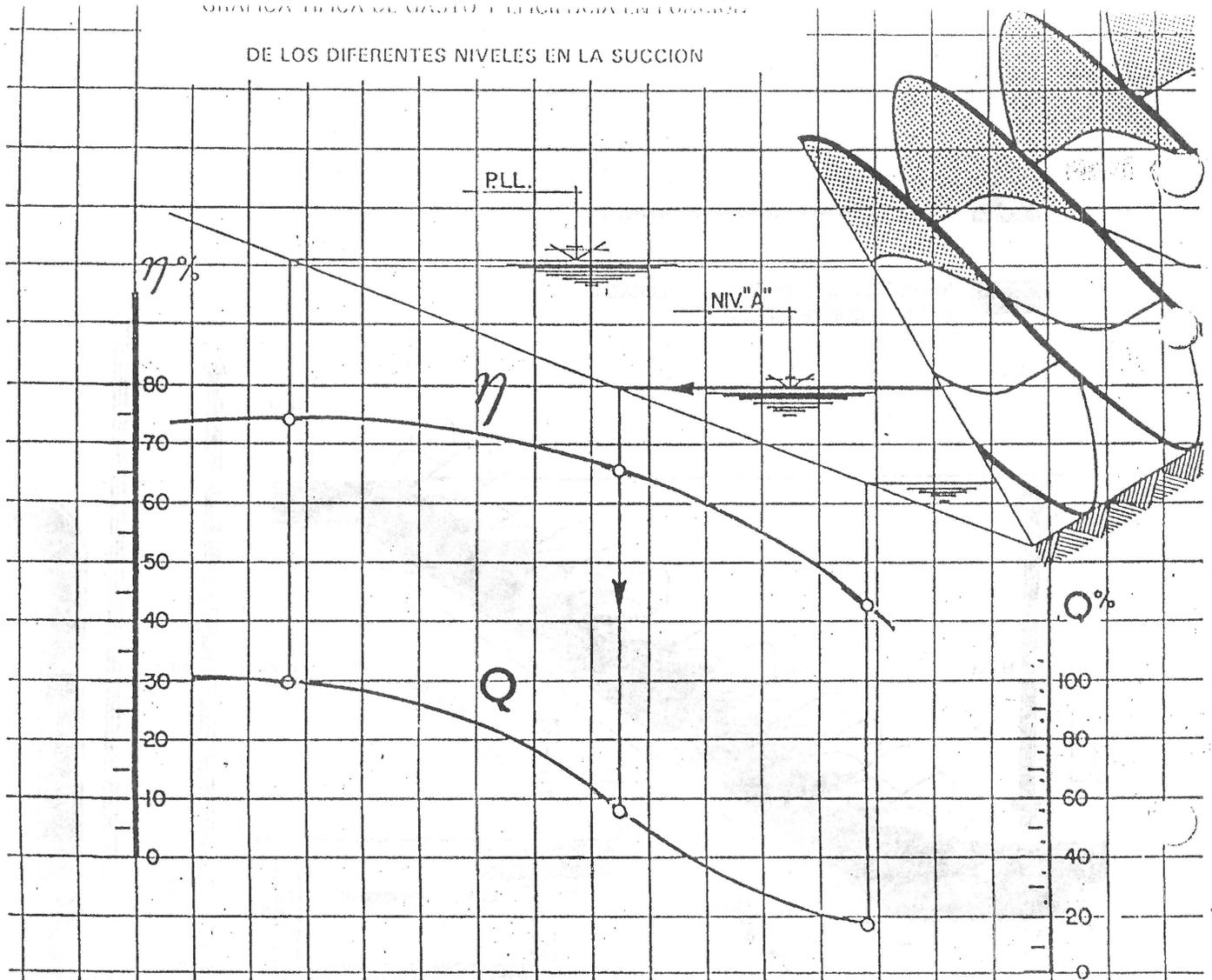


- H_{est} = CARGA ESTÁTICA IGUAL AL DESNIVEL ENTRE ESPEJOS DE AGUA
- H_{fd} = PÉRDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN Y ACCESORIOS (CODOS, VALVULAS, ETC.) EN LA DESCARGA
- H_{fs} = IDEM ANTERIOR PERO EN LA SUCCIÓN
- H_a = CAIDA POR ALMACENAMIENTO
- CDT = CARGA DINÁMICA TOTAL = $H_{est} + H_{fs} + H_a + H_{fd}$

El esquema superior muestra las ventajas hidráulicas que resultan de eliminar las tuberías de conducción y los requisitos de sumergencia, con relación a los equipos convencionales. La eliminación de las pérdidas por fricción y pérdidas menores en las líneas de conducción (codos, válvulas, inserciones y accesorios varios) se traduce en una reducción de la potencia y por tanto menor consumo de energía, limitándose ésta a la esencialmente requerida para vencer el desnivel de bombeo.

GRÁFICA TÍPICA DE QUALE Y EFICIENCIA EN FUNCIÓN

DE LOS DIFERENTES NIVELES EN LA SUCCION



Esta gráfica típica relaciona la eficiencia y el gasto de una bomba tornillo en función del tirante de agua en la succión. Puede observarse que el abatimiento del espejo de agua se traduce en una reducción del gasto bombeado. Con ello se están reproduciendo las condiciones de un sistema funcionando por gravedad, eliminando las pautas impuestas por cualquier otro tipo de bombas.

Por otro lado, la gráfica muestra que la curva de rendimiento es sensiblemente plana, y por tanto un descenso en el nivel y en el caudal del agua por elevar tiene poco efecto en la eficiencia.

Por ejemplo:

Si el nivel de agua en la succión desciende del nivel máximo de diseño (P. LL. = Punto de llenado) hasta el nivel "A", el gasto de bombeo se reduce al 56% del gasto de diseño mientras que la eficiencia varía del 75% al 66%.

Las ventajas de operación que se derivan de este comportamiento son muy importantes:

- a) Mayor rendimiento a caudales variables con menor número de bombas.
- b) Se minimiza la frecuencia de arranques y paros de la unidad motriz.
- c) Gasto de bombeo variable de acuerdo con el caudal del influente, sin que se requiera motor de velocidad variable o cualquier otro dispositivo.

EJEMPLO DEL DIMENSIONAMIENTO DE UNA BOMBA DE TORNILLO

Datos de diseño:

Gasto: 5,000 gal/min

Carga estática: 21 ft

Empleo de la tabla de selección:

Si no se proporciona la inclinación, nos podemos auxiliar de la tabla que se muestra a continuación, proporcionada por un proveedor de este tipo de bombas, y en la cual podemos observar lo siguiente:

- En la columna de 30°, para un diámetro de 84 in y una sola espiral se tiene un gasto de 14338 gpm y una carga de 21.2 ft, lo que resulta inadecuado.
- En la columna de 38°, para un diámetro de 78 in y una espiral, se tiene un gasto de 5867 gpm y una carga de 26.4 ft.
- En la misma columna de 38° pero ahora con dos espirales se tiene para un diámetro de 60 in, un gasto de 6008 gpm y una carga de 22 ft
- En la columna de 38° pero ahora con tres espirales se tiene para un diámetro de 54 in un gasto de 5527 gpm y una carga de 21.9 ft.

Análisis

De la tabla de selección, en la columna de 30° el gasto es demasiado grande para la carga de 21 in.

La columna de 38° ofrece tres bombas, así que debe seleccionarse la que resulte mas económica. La solución lógica podría ser la bomba mas pequeña ya que se asocia a costos de construcción menores, pero en algunos casos, bombas de tornillo con dos espirales pueden ser mas baratas que bombas de tornillo con tres espirales.

En este caso se selecciona la bomba de 54 in de diámetro, en la tabla se obtiene una capacidad de 5527 gpm a una velocidad de 40.5 rpm, por lo que se determinará la velocidad requerida para suministrar un gasto de 5000 gpm. La capacidad de bombeo es directamente proporcional a la velocidad.

Determinación de la velocidad

$$40.5 \times \frac{5000}{5527} = 40.5 \times .9 = 36.45 \text{ rpm}$$

Cuando la bomba de tornillo ha sido adecuadamente seleccionada, se determinará la potencia del motor.

Calculo de la potencia

La potencia al freno (break horsepower, bhp) se calcula con el gasto (gpm) y la carga (ft) respectivamente:

$$\text{bhp} = \frac{(\text{gal/min}) (\text{lift})}{3960}$$

$$\text{bhp} = \frac{5000 (21)}{3960} = 26.51$$

La potencia del motor se calcula a partir de la potencia al freno (bhp) tomando en cuenta la eficiencia de la espiral, el motor, la reducción de velocidad por acoplamiento, cadenas o bandas, etc. Para una selección conservadora se considera una eficiencia total (η) del 70 %, y posteriormente se selecciona el motor con la potencia comercial superior mas cercana.

$$\text{motor hp} = \frac{\text{bhp}}{\text{eff}}$$

$$\text{motor hp} = \frac{26.51}{70\%} = 37.87 \text{ or } 40 \text{ hp motor}$$

SELECCIÓN DE BOMBAS DE TORNILLO
(Datos proporcionados por fabricantes)

TUBOS ESTANDAR			INCLINACIÓN DE 30° CAPACIDAD (GPM) / CARGA (FT)			INCLINACIÓN DE 38° CAPACIDAD (GPM) / CARGA (FT)		
DIÁMETRO DE TORNILLO	DIÁMETRO Y ESPESOR DE PARED	VELOCIDAD RPM	UNA ESPIRAL	DOS ESPIRALES	TRES ESPIRALES	UNA ESPIRAL	DOS ESPIRALES	TRES ESPIRALES
18"	8.625	84.3	377/9.9	532/9.7	638/9.5	187/12.2	362/11.9	425/11.7
21"	10.75	76.1	564/11.5	762/11.2	915/11.0	274/14.1	518/13.8	610/13.5
24"	12.75	69.6	770/12.7	1041/12.4	1249/12.3	375/15.6	708/15.3	833/15.0
27"	14.0	64.3	1014/13.0	1370/12.5	1644/12.2	493/15.9	932/15.4	1096/14.9
30"	16.0	60.0	1297/14.1	1752/13.5	2103/13.2	631/17.2	1192/16.6	1402/16.1
36"	18.0	53.1	1984/14.9	2682/13.9	3218/13.6	965/18.2	1824/17.1	2145/16.6
42"	20.0	47.9	2705/15.3	3843/14.5	4612/14.1	1337/19.1	2613/17.9	3074/17.3
48"	24.0	43.9	3884/16.9	5248/16.2	6298/15.5	1889/20.6	3569/19.9	4199/19.3
54"	30.0	40.5	-	6909/18.2	8291/17.9	2487/23.5	4698/22.5	5527/21.9
60"	30.0	37.8	6533/18.6	8835/17.9	10602/17.1	3181/23.1	6008/22.0	7068/21.4
66"	36.0	35.5	-	11036/19.1	13243/18.5	3973/25.0	7505/23.5	8829/22.9
72"	42.0	33.5	-	13521/20.9	16225/20.3	4868/27.2	9194/25.8	10817/25.1
78"	42.0	33.5	-	16229/20.5	19588/19.9	5867/26.4	11083/25.3	13039/24.6
84"	42.0	31.7	14338/21.2	19376/20.0	23251/19.6	6975/26.1	13176/24.9	15501/23.9
90"	48.0	30.2	16844/22.8	22762/21.7	27314/21.2	8194/28.2	15478/26.9	18209/26.0
96"	54.0	28.9	-	26462/23.2	31745/21.7	9526/29.9	17994/28.7	21170/28.0
102"	54.0	27.6	22558/24.0	30484/22.9	36581/21.4	10974/29.5	20729/28.3	24387/27.6
108"	60.0	26.5	-	34835/22.4	41802/21.8	12540/30.4	23668/28.5	27868/26.2
114"	60.0	24.6	29245/24.6	39500/22.1	47424/21.2	14227/30.1	26874/27.4	31616/25.3
120"	60.0	23.8	32964/23.3	44545/21.8	53455/20.4	16037/29.7	30291/26.8	35637/24.5

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 6 SELECCION DE PROCESOS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

- 6.1 INFORMACION BASICA DEL PROYECTO
- 6.2 GASTOS DE DISEÑO Y CAPACIDAD DE LA PLANTA
- 6.3 CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES Y CALIDAD DEL EFLUENTE
- 6.4 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO Y SELECCION DE OPERACIONES Y PROCESOS
- 6.5 TRABAJOS PRELIMINARES Y EVALUACION DE ALTERNATIVAS
- 6.6 CRITERIOS PARA EL DISEÑO
 - 6.6.1 TIPOS DE TRATAMIENTO Y OPERACIONES UNITARIAS
 - 6.6.2 PRINCIPALES CRITERIOS GENERALES
 - 6.6.3 LINEAMIENTOS GENERALES DE DISEÑO
- 6.7 CONTROL DE GASTOS
- 6.8 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

6.1 INFORMACION BASICA DE PROYECTO

DATOS DE PROYECTO

En los proyectos de aguas residuales los datos básicos de diseño son:

- a) población actual y de diseño
- b) aportación (0.75 de la dotación)
- c) calidad del agua cruda
- d) calidad del agua tratada
- e) climatología
- f) temperatura del agua y del aire
- g) altura sobre el nivel del mar
- h) destino o reuso del agua tratada
- i) terreno disponible, superficie, topografía, altura del nivel freático, tipo y capacidad de carga del terreno e idoneidad del mismo para construcción de bordos.

6.2 GASTOS DE DISEÑO

El caudal de aguas residuales es un dato esencial para el diseño de la planta de tratamiento. También es primordial conocer las variaciones de dicho caudal para diseñar correctamente el funcionamiento hidráulico de la planta.

En el caso de no tenerse un estudio que nos indique los caudales en el emisor a través del tiempo, lo que nos permitiría conocer los gastos mínimo, medio, máximo instantáneo y máximo extraordinario de una población, se puede determinar la aportación de aguas residuales con base en el número de habitantes y del volumen que desalojan al día.

Al volumen de agua residual desalojada por habitante en el día, se le llama aportación y representa un porcentaje de la dotación. La Comisión Nacional del Agua tiene establecido en el Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento un porcentaje de aportación de 75%.

GASTO MEDIO

El gasto medio es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. La CNA considera que el alcantarillado se debe construir hermético, por lo que recomiendo que no se adiciona al caudal de aguas residuales el volumen por infiltraciones.

En función de la población, la aportación, el gasto medio de aguas residuales en la descarga se calcula con:

$$Q_{\text{med}} = \frac{A_p (P)}{86,400}$$

Q_{med} = Gasto medio de aguas residuales en l/seg
 A_p = Aportación de aguas residuales (0.75 dotación) en l/hab/día
 P = Población en número de habitantes
 $86,400$ = segundos que tiene un día.

Para localidades con zonas industriales que aportan al sistema de alcantarillado volúmenes considerables, se debe adicionar al Gasto Medio, el gasto de aportación de las industrias

Gasto Minimo (Q_{min})

El gasto mínimo Q_{min} , es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en las descargas. Para efectos de cálculo se acepta que el valor del gasto mínimo es igual a la mitad del gasto medio.

$$Q_{min} = 0.5 Q_{med}$$

GASTO MAXIMO INSTANTANEO (Q_{max})

El gasto máximo instantáneo es el valor del máximo escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se consideran criterio ajenos a las condiciones socioeconómicas de cada lugar.

El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir de un coeficiente propuesto por W.G. Harmon, conocido como coeficiente de Harmon (M)

$$M = 1 + \frac{13}{4 + \sqrt{p}}$$

Donde P es la población servida en miles de habitantes. Este coeficiente de variación máxima instantánea, se aplica considerando que:

- En poblaciones de 1000 o menos habitantes el coeficiente M es constante e igual a 3.8
- Para poblaciones mayores de 63,454 habitantes, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17 es decir se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la ley de variación establecida por Harmon.

Así, la expresión para el cálculo del gasto máximo instantáneo es:

$$Q_{MInst} = M Q_{MED}$$

Donde:

Q_{MInst} = Gasto máximo instantáneo en l/seg.
 M = Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea

GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo en la época de lluvias las bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. Este coeficiente varía de 1 a 2, normalmente se toma el valor de 1.5 sobre todo en las poblaciones donde la tubería no es hermética.

La expresión para el cálculo del gasto máximo extraordinario resulta

$$Q_{Mext} = CS Q_{Minst}$$

Donde:

Q_{Mext} = Gasto máximo extraordinario en l/seg
 CS= Coeficiente de seguridad, (1 a 2, generalmente 1.5)

$$Q_{Mext} = 1.5 Q_{Minst}$$

GASTOS DE DISEÑO

- Vertedor alivio _____ Q_{Minst} y Q_{Mext} .
- Bombeo _____ Q_{Minst} y Q_{Mext}
- Rejillas _____ Q_{Minst}
- Desarenador _____ Q_{Minst}
- Sedimentador primario _____ Q_{medio}
- Sistema Biológico _____ Q_{medio}
- Tratamiento Terciario _____ Q_{medio}

CAPACIDAD DE LA PLANTA

La planta debe diseñarse para tratar el gasto medio diario aunque algunas unidades se diseñarán para tratar el gasto máximo diario, como es el caso de rejillas, desarenadores y tanques de contacto de cloro.

MODULACION

Dependerá del tamaño de la instalación, de la curva de crecimiento de gastos y de las dimensiones máximas recomendadas para algunos equipos. En general las plantas mayores de 100 lt/s tendrán por lo menos dos unidades de igual capacidad.

La variación del caudal y de la fuerza de las aguas residuales, son mayores en pequeñas comunidades que en las grandes, por lo que deben proyectarse con mayor flexibilidad de sus elementos de funcionamiento.

6.3 CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES

Este capítulo de la información básica, consistente en los datos básicos para la caracterización y la medición de los caudales se vio en el capítulo cuarto, pero es necesario tomar en consideración lo siguiente:

En caso de amplia variación de los datos obtenidos o pocos análisis, pueden emplearse para efluentes de aguas negras de carácter eminentemente doméstico, los valores per cápita que se mencionan en el cuadro 6.1.

CALIDAD DEL EFLUENTE

La calidad del efluente en cada caso particular es fijada por la COMISION NACIONAL DEL AGUA (CNA) y se debe cumplir con las normas NOM-001-ECOL 1996, NOM-002-ECOL 1996 y la norma NOM-003-ECOL-1997.

En general, los requisitos de control de calidad para una planta de tratamiento son pre-establecidos para el proyecto y son de dos tipos.

- a) Calidad del efluente, donde se fijan los valores límites de los parámetros que lo normen.
- b) Criterios de calidad de los cuerpos receptores. Frecuentemente se utiliza una combinación de los dos criterios.

Una vez establecida la zona del vertido y los cauces receptores con incidencia sobre el proceso de autodepuración, se puede seguir el siguiente método:

- Se analizan los regímenes hidrográficos de los distintos cursos en estudio, así como sus características físicas (velocidad, anchura, sección, etc.) estas últimas por mediciones directas.
- Se realizan los programas de análisis de aguas en los ríos en estudio, y en los vertidos urbanos e industriales.
- Se realizan asimismo estimaciones zonales de población y empleo al año horizonte (25 años), así como de la evolución industrial.
- Por último, se establecen los actuales y futuros usos previstos de las aguas en los diversos tramos en estudio.

CUADRO 6.1 CARACTERISTICAS DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

DETERMINACION	RANGO DE VALORES gr/capita x dfa
• DBO ₅	45 – 54
• DQO	1.6 a 1.9 x DBO ₅
• Sólidos totales	170 – 220
• Sólidos suspendidos	70 – 145
• Sólidos disueltos	50 – 150
• Grasas	10 – 30
• Alcalinidad	20 – 30
• Cloruros	4 – 8
• Nitrógeno total (N)	5 – 12
Orgánico	0.4 x N total
Amoniacal	0.6 x N total
• Fósforo total (P)	0.8 - 4.0
Orgánico	0.3 x P total
Inorgánico	0.7 x P total

6.4 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO Y SELECCION DE OPERACIONES Y PROCESOS

Anteriormente se mencionó que el influente varía en cantidad y calidad y esto debe tomarse en cuenta en el proceso de selección, hay que entender esto porque los procesos y operaciones unitarias deben tener la capacidad de manejar estas variaciones constantemente. A esta capacidad se le ha llamado "equilibrio" y se define como la tolerancia inherente que tiene el proceso de tratamiento de aguas residuales para las cargas de contaminantes que recibe la planta.

En general los principales objetivos del tratamiento de aguas residuales son:

- a) Remoción de sólidos suspendidos y flotantes.
- b) Tratamiento de material orgánico biodegradable.
- c) Eliminación de organismos patógenos.

Una vez establecidos los objetivos del tratamiento para un proyecto específico, el grado de tratamiento puede determinarse comparando las características de las aguas residuales crudas con los requisitos de la calidad del efluente.

En una planta de tratamiento las varias combinaciones de operaciones y procesos unitarios trabajan como un "sistema" para el diseño deben usarse sistemas apropiados a las

facilidades de diseño. La mayor parte de la selección de procesos es la evaluación de varias combinaciones de operaciones y procesos unitarios y sus interacciones. Parte de la selección de procesos puede incluir consideraciones de igualación de gasto y reducción de cargas en las unidades de tratamiento. El proceso de evaluación debe hacerse en todas las unidades, además deben tomarse en cuenta las alternativas del proceso de lodos. El análisis del balance de masas representa un elemento crítico en la evaluación.

Para lograr el tratamiento deseado, pueden obtenerse alternativas con combinaciones de procesos que deberán evaluarse en sus aspectos constructivos, de adquisición de equipos, costos de inversión, operación y mantenimiento, simpleza operativa, disponibilidad de personal capacitado, área, topografía y características geológicas del terreno destinado a la construcción de la planta, para con ello seleccionar la mejor alternativa que sirva para desarrollar el proyecto ejecutivo.

Los contaminantes de las aguas residuales se remueven por medios físicos, químicos y biológicos. Los métodos individuales comunmente se clasifican como operaciones unitarias físicas y procesos unitarios químicos y biológicos.

Las operaciones unitarias físicas comprenden:

- Desbastado (cribado)
- Mezcla
- Floculación
- Igualación
- Sedimentación
- Flotación y
- Filtración
- Igualación y homogenización

Los procesos químicos son :

- Precipitación
- Transferencia de gases
- Adsorción y
- Desinfección

Los procesos biológicos emplean actividad biológica para la remoción de contaminantes orgánicos biodegradables.

En tratamiento de aguas residuales, al empleo de operaciones unitarias físicas se le denomina TRATAMIENTO PRIMARIO; si se incluye la mezcla y floculación se le llama PRIMARIO AVANZADO; a la utilización de procesos químicos o biológicos se les refiere como TRATAMIENTO SECUNDARIO y a los que incluyen procesos químicos se les conoce como TRATAMIENTO Terciario.

CUADRO 6.2 OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS UTILIZADOS PARA REMOVER CONTAMINANTES

CONTAMINANTES	OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS
• Sólidos suspendidos y flotantes	Sedimentación
	Cribado y desmenuzado
	Flotación
	Filtración
	Mezcla
	Floculación
• Orgánicos biodegradables	Lodos activados
	Filtros rociadores
	Discos biológicos
	Lagunas de estabilización
	Lagunas aeradas
	Tanques sépticos
	Filtros anaerobios
Tratamientos en medios naturales.	
• Organismos patógenos	Cloración
	Hipocloración

Las operaciones y procesos mencionados arriba se utilizan para el tratamiento del llamado TREN DEL AGUA, que a su vez genera lodos con alto contenido orgánico, los cuales deben tratarse en el denominado TREN DE LODOS, para convertirlos en productos inocuos. Los métodos recomendados para el tratamiento de lodos y su disposición se encuentran en la tabla 6.3.

6.5 TRABAJOS PRELIMINARES

Antes de proceder a la evaluación de las alternativas deben elaborarse:

- a) DIAGRAMAS DE FLUJO para los trenes de agua y de lodos usando las combinaciones apropiadas seleccionadas de los cuadros 6.1 y 6.2 dependiendo del contaminante a ser removido.
- b) Determinación del tamaño y de las facilidades físicas necesarias, usando los criterios que adelante se detallan para los datos del PROYECTO, gastos, cargas orgánicas, etc.
- c) Balance hidráulico y de sólidos.

Donde se indiquen los volúmenes de agua y sólidos que entran y salen de cada operación o proceso unitario.

d) Perfil hidráulico.

De particular importancia es la determinación del perfil hidráulico, en atención a las pérdidas y selección de los puntos de control.

Los perfiles permitirán asegurar que el gradiente hidráulico es adecuado para que el gasto máximo de aguas negras fluya por gravedad, sin originar desbordamiento o generación de tirantes inconvenientes y para establecer requisitos de carga para las bombas, donde sea necesario su empleo.

e) Planta general. Se elaborará el arreglo de las unidades de tratamiento en Planta, tanto de construcción inmediata como futuras, incluyendo los edificios de control y administrativos, subestación eléctrica, almacenes, etc. Para ello se deberán considerar los siguientes factores:

- ⇒ Geometría y topografía del terreno
- ⇒ Mecánica del suelo
- ⇒ Nivel freático y recomendaciones para las cimentaciones.
- ⇒ Localización del influente y sitio de vertido
- ⇒ Accesos al terreno.
- ⇒ Tipos de procesos seleccionados.
- ⇒ Efecto de la longitud de tuberías en el tratamiento.
- ⇒ Eficiencias y funcionamiento de la planta.
- ⇒ Confiabilidad y economía en la operación.
- ⇒ Estética y funcionalismo.
- ⇒ Control ambiental.
- ⇒ Areas adicionales para expansiones futuras.

CUADRO 6.3 OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS PARA EL TRATAMIENTO DE LODOS

FUNCION	OPERACIONES DE PROCESOS UNITARIOS Y METODOS DE TRATAMIENTO
• ESPESAMIENTO	ESPESADO POR GRAVEDAD
• ESTABILIZACION	CON CAL
	DIGESTION ANAEROBIA
	DIGESTION AEROBIA
• ACONDICIONAMIENTO	COAGULACION QUIMICA
• SECADO	FILTROS DE VACIO
	FILTROS DE BANDA HORIZONTAL Y RODILLOS A PRESION
	LECHOS DE SECADO
• DISPOSICION	RELLENOS
	ACONDICIONAMIENTO DE TERRENOS

EVALUACION DE ALTERNATIVAS

Costo de la planta.

Para la evaluación de alternativas se requerirá además de la estimación de la obra civil, la elaboración de especificaciones preliminares de los equipos de proceso, bombeo y medición, para obtener un estimado de costo, la cuantificación y costo e instalación de la fontanería, los requisitos de energía para determinar el tamaño y costo de la subestación y centro de control de motores, así como el costo de sistemas de fuerza, tierras y alumbrado tanto interior como exterior.

Se hará también la estimación de las obras accesorias como son guarniciones, banquetas, calzadas, ornamentación y delimitación perimetral.

Costo de Operación, Mantenimiento, Reposición (OMR)

Para completar la evaluación de alternativas se hará el análisis de los costos de operación, mantenimiento y reemplazos menores (OMR) con precios actualizados de consumo de energía, productos químicos y sueldos del personal de operación.

Costo del tratamiento

Con base en el costo de la planta, los costos O. M.R. y la amortización de la inversión, se hará el análisis del costo del tratamiento, que deberá presentarse en $\$/m^3$ para la capacidad de diseño de la planta, costo en $\$/hab \times año$ y en $\$/kg$ de DBO_5 removida.

6.6 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

La ingeniería de los procesos de tratamiento, parte de trabajos de campo para la caracterización cualitativa y cuantitativa del agua residual. esta es evaluada en función de la calidad deseable para el agua tratada, se proponen procesos aplicables y se realizan experimentaciones de tratabilidad, simulando en laboratorio dichos procesos con muestras del agua residual en cuestión, de las que se obtienen los parámetros de diseño para la ingeniería básica de los sistemas de tratamiento. En esta fase se lleva a cabo un análisis conceptual técnico y económico de alternativas de tratamiento, diseñando dimensionalmente las unidades sin considerar la selección de equipos específicos.

Una vez que se selecciona el sistema más conveniente, el diseño básico se ajusta a las características de equipos existentes y se desarrolla el diseño ejecutivo o de detalle, incluyendo diseño hidráulico, arquitectónico, electromecánico, estructural y de instrumentación. En cada planta de tratamiento existirá una secuencia de procesos, llamada TREN DE TRATAMIENTO, acorde a los requerimientos del caso.

La ubicación de una planta de tratamiento es definitiva y su capacidad medida en módulos fijos, crece a partir de un valor inicial o de primera etapa hasta un valor máximo, que corresponde a la generación de aguas residuales en el área servida saturada.

6.6.1 TIPOS DE TRATAMIENTO Y OPERACIONES UNITARIAS

El agua residual sin tratamiento previo no puede ser utilizada prácticamente para ningún uso sin inconvenientes serios. Según el empleo a que se destine el agua tratada, deben llevarse a cabo distintas operaciones de tratamiento, de manera secuencial.

Desde el punto de vista técnico, es necesario considerar dos condiciones:

- La transformación en la calidad del agua mediante un proceso, o mediante la combinación de varios, siempre es limitada. A cada uno se asocia un grado o porcentaje de remoción de cada parámetro, que depende, a su vez, de la calidad del agua original, de la secuencia de los procesos de tratamiento, de las condiciones ambientales en que se desarrollan y del volumen del agua por tratar.
- La calidad de las aguas crudas, lo mismo que el caudal, varía no solamente con la ubicación geográfica de la población, sino con la época del año y la hora del día. La confiabilidad del tratamiento resiente estas variaciones.

En el tren de agua el conjunto de procesos de tratamiento se clasifica en los siguientes grupos:

- a) Tratamiento preliminar. Remoción del material grueso mediante su cribado o desmenuzado, así como de arenas, grasas o ambas.
- b) Tratamiento primario. Permite remover, mediante sedimentación, sólidos orgánicos e inorgánicos; comprende también la remoción de natas o grasas flotantes y la espumación, cuando es necesario.
- c) Tratamiento secundario. Se refiere al tratamiento biológico, en el cual la materia orgánica, al servir de alimento a una masa biológica, se convierte en materia removible por sedimentación secundaria. Se divide convencionalmente en procesos de medio fijo y procesos de medio suspendido.
- d) Tratamiento avanzado o terciario. Corresponde al conjunto de procesos físicos y químicos para remover contaminantes remanentes en un agua tratada a nivel secundario, o bien, aumentar la eficiencia en la remoción de uno o varios parámetros en los niveles primario y secundario.
- e) Desinfección y Control viral. Se aplican al agua tratada a cualquier nivel, para reducir la población de bacterias patógenas y virus.

Lo anterior se muestra con mas detalles en las figuras 6.1, 6.2, 6.3, 6.4, 6.5, 6.6.

El cuadro 6.4 resume las características de los procesos más usuales, y el Cuadro 6.5 y 6.6 los rangos o valores aproximados de su eficiencia en la remoción de los principales contaminantes.

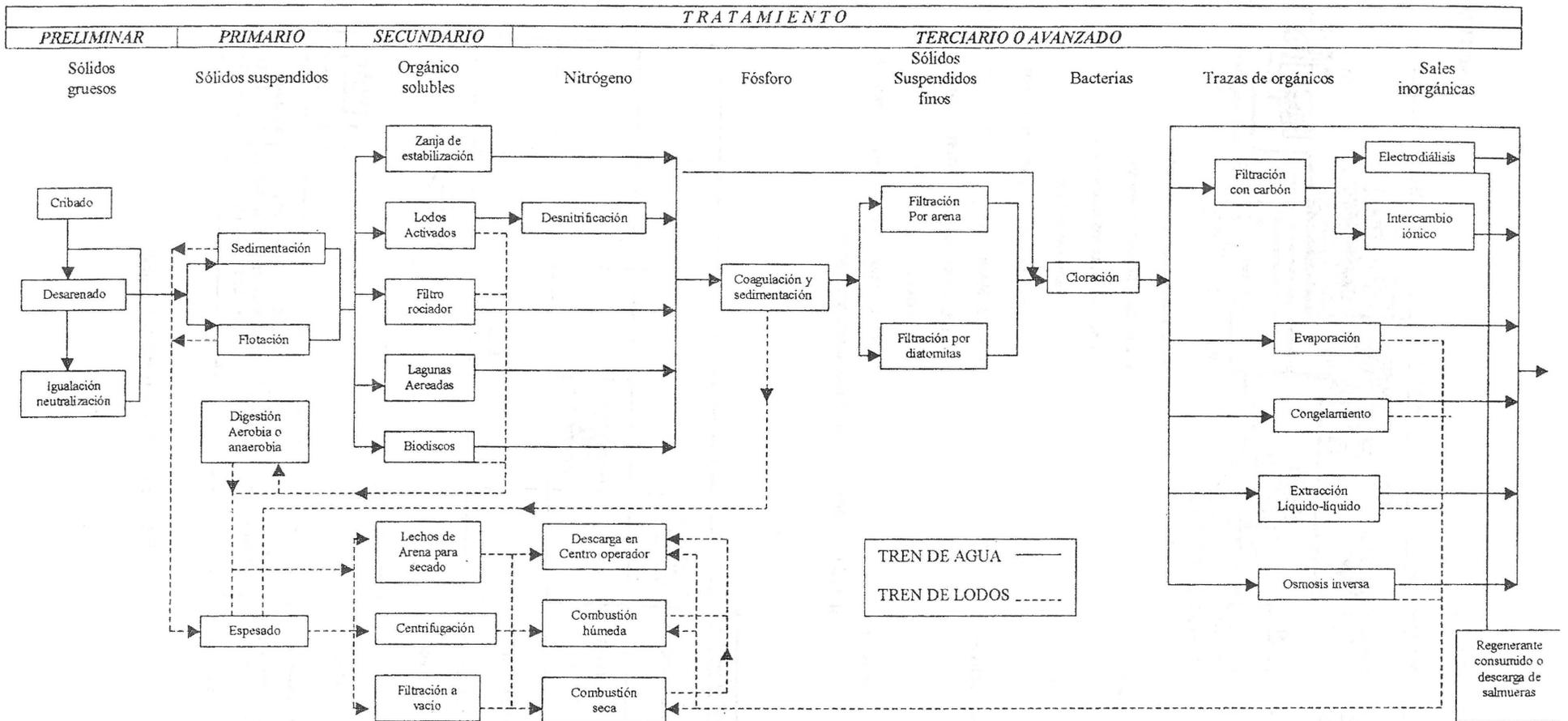
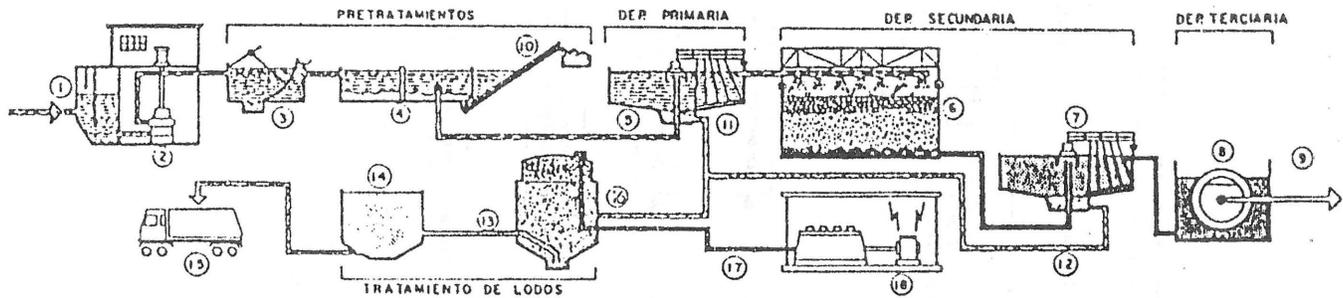


FIG. 6.1 Alternativas de operaciones unitarias para tratamiento de aguas residuales



- 1 ■ ENTRADA DE AGUAS RESIDUALES
- 2 ■ DEPOSITO E INSTALACION DE BOMBEO
- 3 ■ DESBASTE POR REJILLAS
- 4 ■ DESARENADO Y DESENGRASADO
- 5 ■ DECANTACION PRIMARIA
- 6 ■ REACTOR BIOLOGICO DE LECHO BACTERIANO
- 7 ■ DECANTACION SECUNDARIA
- 8 ■ TAMIZADO FINAL
- 9 ■ VERTIDO AL RIO DE LAS AGUAS DEPURADAS
- 10 ■ ELIMINACION DE ARENAS Y GRASAS
- 11 ■ RETIRADA DE LODOS PRIMARIOS
- 12 ■ RETIRADA DE LODOS SECUNDARIOS
- 13 ■ DIGESTION PRIMARIA DE LODOS
- 14 ■ DIGESTION SECUNDARIA Y ESPESADO DE LODOS
- 15 ■ EVACUACION DE LODOS, PREFERENTEMENTE PARA FINES AGRICOLAS
- 16 ■ PRODUCCION DE GAS EN EL DIGESTOR PRIMARIO
- 17 ■ SALIDA DE GAS DE DIGESTION
- 18 ■ PRODUCCION DE ENERGIA CON EL GAS DE DIGESTION

Fig. 6.2 Esquema de una depuradora convencional

PROCESO UNITARIO					
REJAS GRESAS					
REJAS FINAS TAMICES					
DESARENADO					
DECANTACION					
FLOTACION					
PARTICULA TIPICA ELIMINADA	CUERPOS FLOTANTES	PARTICULAS DISCRETAS	SOLIDOS SEDIMENTABLES INORGANICOS	SOLIDOS SEDIMENTABLES ORGANICOS	SOLIDOS FLOTANTES ORGANICOS

Fig. 6.3 Depuración Primaria o física

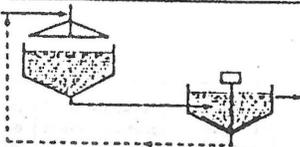
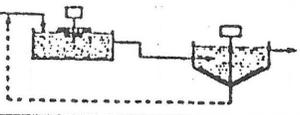
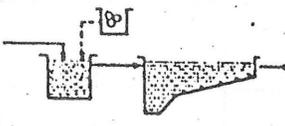
PROCESOS UNITARIOS	DE NATURALEZA BIOLÓGICA	DE NATURALEZA FÍSICO-QUÍMICA
LECHOS BACTERIANOS a) Reactor biológico b) Separación física		
FANGOS ACTIVADOS a) Reactor biológico b) Separación física		
FLOCULACION-DECANTACION a) Coagulación-floculación b) Separación física		
PARTÍCULA TÍPICA ELIMINADA	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN

Fig. 6.4 Depuración Secundaria (*)

(*) Normalmente precedidos por procesos unitarios de los incluidos en la depuración primaria.

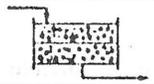
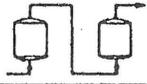
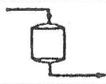
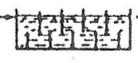
PROCESOS UNITARIOS				
AIREACION				
ABSORCION POR CARBON				
FILTRACION				
CAMBIO IONICO				
SEPARACION POR MEMBRANA				
DESINFECCION				
PARTÍCULA TÍPICA ELIMINADA	GASES DISUELTOS	MATERIA ORGÁNICA DISUELTA	MATERIA MINERAL DISUELTA (IONES)	MICROORGANISMOS BACTERIAS Y VIRUS

Fig. 6.5 Depuración Terciaria (*)

(*) Como complemento de la depuración secundaria.

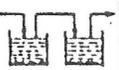
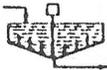
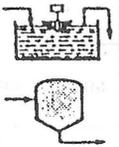
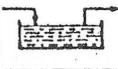
	Mejora y homogenización	Concentración de materia sólida	Eliminación del agua (parcial)	Reducción biológica de materia orgánica	Destrucción de la materia orgánica	Reducción de patógenos-virus
Acondicionamiento						
Espesamiento						
Deshidratación						
Digestión a) Aeróbica b) Anaeróbica						
Incineración						
Desinfección						

Fig. 6.6 Procesos unitarios empleados en el tratamiento de lodos

PROCESO DE TRATAMIENTO	DESCRIPCION
<p>TRATAMIENTO PRELIMINAR Y TRATAMIENTO PRIMARIO</p>	<p>El tratamiento preliminar incluye remoción del material grueso por medio de rejillas, desmenuzando del material removido para su reintegración al agua por tratar y remoción de arenas, gravas y otros sólidos pesados inertes. El tratamiento primario abarca la sedimentación primaria, con aditivos coagulantes o sin ellos, y la remoción de sólidos flotantes y grasas; ocasionalmente se aplica cloro en esta fase.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • ESPUMACION 	<p>Se basa en la formación de espumas mediante inyección de aire y recolección superficial, con objeto de remover parcialmente la concentración de detergentes refactarios.</p>
<p>TRATAMIENTO SECUNDARIO</p>	
<ul style="list-style-type: none"> • LAGUNAS DE ESTABILIZACION 	<p>En ellas se produce la oxidación biológica de las aguas residuales mediante procesos aerobios, caso en el cual se denominan de <u>oxidación o aerobias</u>, aerobios y anaerobios, en las lagunas <u>facultativas</u>, o totalmente anaerobios. Básicamente, la oxigenación es generada por procesos fotosintéticos de algas microscópicas bajo la acción solar; este proceso es sensible a la temperatura, la relación precipitación- evaporación, la insolación y la velocidad del viento. En su diseño debe cuidarse que el tiempo de retención, de unos 30 días, no se vea perjudicado por la ocurrencia de corto circuitos del flujo. Normalmente tiene tirantes de 1 a 1.5 metros.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • LODOS ACTIVADOS 	<p>Se basa en la formación de un sistema biológico, en el cual los sólidos orgánicos contenidos en las aguas residuales sirven de alimento a una masa microbiana en un medio suspendido y provisto de oxigenación adecuada; se complementa con sedimentación secundaria, para la remoción de los sólidos biológicos y la recirculación de una parte de los mismos. Tiene distintas variaciones, como las siguientes:</p> <p><u>Flujo de pistón</u>. El suministro de aire a lo largo del reactor es variable.</p> <p><u>Mezcla completa</u>. Las concentraciones de alimento, microorganismos y aire son uniformes en el reactor de aeración.</p> <p><u>Aeración por pasos</u>. El influente y el aire son introducidos al reactor en distintos puntos del proceso.</p> <p><u>Oxigenación con oxígeno puro</u>. Permite el ingreso de mayores cargas o la disminución del tiempo de retención.</p> <p><u>Aeración extendida</u>. Se diseña con mayores tiempos de retención hidráulicos, y opera con altas concentraciones de sólidos en una mezcla completa, produciendo un efluente nitrificado y lodos más estables.</p> <p><u>Zanjas de oxidación</u>. Representan una variación del sistema de aeración extendida, con agitación mecánica y oxigenación por difusión.</p> <p>Los sistemas de aeración extendida resisten mayores fluctuaciones en la carga orgánica o hidráulica, son de fácil operación y producen lodos mineralizados, aunque pueden tener alto consumo de energía. En todos los procesos de lodos activados, la sedimentación eficiente es esencial para un desempeño adecuado del sistema.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • FILTROS PERCOLADORES O ROCIADORES 	<p>Es un sistema biológico de medio fijo, en el cual el agua residual se hace percolar a través de un lecho de piedras o elementos plásticos, en la superficie de los cuales se forma una película bacteriana que aprovecha la materia orgánica del influente; se acompaña de un sedimentador secundario, del que puede hacerse recircular parte del gasto al filtro. El sistema es fácil de operar; es posible atenuar, mediante la recirculación, los choques de carga orgánica influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • DISCOS BIOLÓGICOS 	<p>Es el segundo sistema usual de medio fijo; en éste, un sistema rotatorio de discos, construidos en material plástico, se encuentra sumergido parcialmente en las aguas residuales, formando una película biológica en su superficie. En este sistema no hay recirculación.</p>

PROCESO DE TRATAMIENTO	DESCRIPCION
TRATAMIENTO TERCIARIO	
<ul style="list-style-type: none"> • COAGULACION-SEDIMENTACION 	<p>Consiste en:</p> <ul style="list-style-type: none"> - adición de coagulantes químicos a las aguas residuales para remoción de contaminantes mediante precipitación. - mezclado rápido de los productos químicos con el agua, - mezclado lento para permitir la formación de floculos, - y sedimentación sin ninguna mezcla para separar los floculos formados. <p>Se emplean como coagulantes cal, sales de aluminio, sales de fierro y polimeros. Es un proceso complicado en su operación y mantenimiento, y depende más del control adecuado del proceso químico que de la calidad del influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • FILTRACION 	<p>El efluente de otro proceso se hace percolar a través de un medio filtrante granular, por gravedad o por bombeo, hasta que éste se obstruye y es necesario efectuar un retrolavado. Los medios filtrantes se componen de dos o más lechos distintos; se utilizan para el efecto arena, antracita, carbón activado y resina. Se requiere de un monitoreo cuidadoso de la calidad del efluente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • RECARBONATACION 	<p>Consiste en añadir CO₂ al agua tratada previamente con cal, con objeto de reducir su pH y evitar posterior sedimentación de depósitos de calcio. Puede llevarse a cabo también añadiendo un ácido débil, aunque así no se logra la remoción del calcio del efluente. Su operación no es complicada</p>
<ul style="list-style-type: none"> • ADSORCION CON CARBON ACTIVADO 	<p>El agua percola en un medio de carbón activado, en el que la materia orgánica soluble es absorbida en los poros de las partículas de carbón hasta que éste pierde su capacidad de adsorción; requiere de regeneración o sustitución periódica, no de retrolavado.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • NITRIFICACION 	<p>Consiste en oxidar el nitrógeno amoniacal a nitrógeno de nitratos, mediante el empleo de procesos de tratamiento biológico en reactores mezclados, con tiempos de retención y manejo de concentraciones de sólidos adecuados, o mediante procesos de dos pasos, para remoción de materia carbonácea y de nitrógeno, respectivamente. Requieren, además, de mayor control de la calidad del agua influente.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • DENITRIFICACION 	<p>Es un proceso en el que el nitrógeno de nitratos es reducido a gas nitrógeno, evitando la oxigenación de la mezcla o, incluso, inyectándole metanol como fuente complementaria de carbón.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • CLORACION A PUNTO DE QUIEBRE 	<p>Consiste en la dosificación de cloro para oxidar la materia orgánica nitrogenada hasta lograr mantener cloro residual libre. Se aplica como complemento a otros sistemas de remoción de contaminantes orgánicos y nutrientes.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • OSMOSIS INVERSA 	<p>Consiste en la inversión del proceso de osmosis mediante la aplicación de presión en el lado de mayor concentración de sales; puede presentarse taponamiento de la membrana, por lo que se utiliza para efluentes con alto grado de tratamiento previo.</p>
DESINFECCION	
<ul style="list-style-type: none"> • CLORACION 	<p>Se utiliza cloro como oxidante para desinfectar las aguas residuales tratadas, monitoreando el cloro residual para controlar la dosificación. Su eficiencia depende de diversos factores. En ocasiones es necesario declarar los efluentes, mezclándolos con dióxido de azufre.</p>
<ul style="list-style-type: none"> • OZONACION 	<p>Se utiliza ozono como oxidante para remover virus, bacterias y otros organismos patógenos, así como olor, color y sabor del agua tratada; presenta eficiencia y confiabilidad altas, aunque no tiene capacidad residual para protección de los efluentes.</p>

CUADRO 6.5

ABREVIATURAS:

DBO₅; Demanda Bioquímica de oxígeno (5 días-20° C); **DQO** Demanda Química de oxígeno; **COLIF**: Coliformes Totales; **SAAM**; Sustancias Activas al Azul de Metileno; **NO₂-NO₃**; Nitrógeno de nitritos y nitratos; **N (NH₂)**; Amoniaco; **PO₄**; Fosfatos Totales; **COND.**: Conductividad; **ALC**: Alcalinidad Total; **GR/AC**: Grasa y Aceite; **DZA. TOT.**: Dureza total; **pH**: potencial hidrógeno; **S.SED.**: Sólidos Sedimentables; **SDF**: Sólidos Disueltos Fijos; **SDV**: Sólidos Disueltos Volátiles; **SSF**: Suspendidos Fijos; **SSV** Suspendidos Volátiles; **TURB**: Turbiedad; **CLS.**: Cloruros **N:D**: No se ha definido de manera concluyente. **(+)** Se produce un incremento;

1. Considerando sales de Magnesio y Calcio.
2. Considerando Magnesio, Calcio y Fierro.
3. Incluyendo sólidos disueltos fijos y volátiles (totales)

(Los espacios en blanco indican que no hay remoción considerable)

CUADRO 6.6 REMOCION O DESTRUCCION DE BACTERIAS Y PROTOZOARIOS POR DIFERENTES PROCESOS DE TRATAMIENTO

PROCESO	REMOCION. EN %	
	BACTERIAS	HUEV. PROT
• REJILLAS GRUESAS	0-5	=====
• CRIBAS FINAS	10-20	=====
• CAMARAS DESARENADORAS	10-25	=====
• SEDIMENTADORES	25-75	30-70
• PRECIPITACION QUIMICA	40-80	=====
• FILTROS ROCIADORES	90-95	=====
• LODOS ACTIVADOS	90-98	90-99
• CLORACION DE EFLUENTES	98-99	99-100

REACTORES

Los contenedores, depósitos, vasijas o tanques en donde se llevan a cabo reacciones químicas o biológicas, comunmente se les llama "reactores", los principales tipos de reactores usados en el tratamiento de aguas residuales son: 1. Batch, 2 Piston (también conocido como flujo tubular) 3. Completamente mezclado, 4. Completamente mezclados en serie, 5. Flujo disperso, 6. Lecho empacado y 7. Lecho fluidizado.

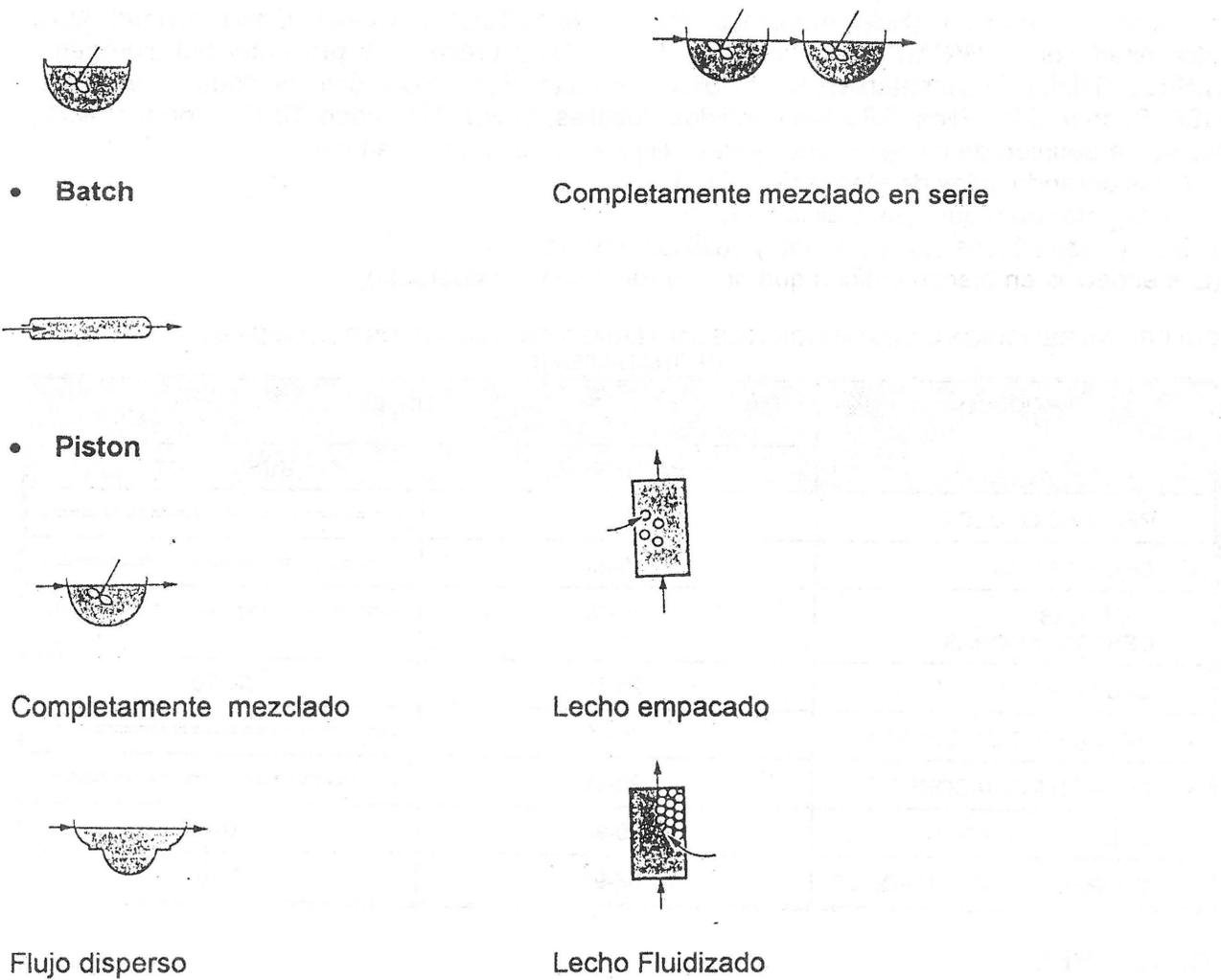


Fig. 6.7 Principales tipos de reactores utilizados en el tratamiento de las aguas residuales

6.9.2 PRINCIPALES CRITERIOS GENERALES

PLANTAS DE TRATAMIENTO TERMINALES

a) **Ubicación.** Se ajusta al proyecto de la red de drenaje; las plantas se ubican en las partes más bajas del área drenada, en puntos cercanos a los cuerpos receptores y que cuenten al mismo tiempo con las mejores condiciones de comunicación y acceso para transporte del personal, el

equipo, los materiales para proceso y los residuos del tratamiento, con suministro de energía eléctrica o cercanía a líneas de transmisión existentes. Se prefiere que queden aisladas de zonas habitacionales.

La ubicación del predio definitivo se hace una vez que se conocen la capacidad y el sistema de tratamiento a utilizar, ya que dependiendo de ello varían las necesidades de superficie, geometría o topografía. Se evalúan también el tipo de suelo, el régimen de propiedad, el costo y las adecuaciones necesarias para dejar listo el terreno para la construcción de las instalaciones.

- b) **Capacidad.** Está definida por los caudales que aporte el área drenada correspondiente. Cuando no se cuenta con aforos, es común calcularla como un porcentaje de la dotación de agua potable multiplicado por la densidad de población y por el área, a pesar de que los dos primeros datos pueden ser aproximados o supuestos. En México, según al CNA, es el 75% del agua potable. Los principales errores ocurren cuando se usan dotaciones recomendables de acuerdo al clima, las que pueden ser superiores a las reales. Es importante reiterar que la capacidad se define en forma modular, por ejemplo, cinco módulos de 100 l/s para una primera etapa de 500 l/s de capacidad total como gasto medio. Un diseño excedido cuesta tener ocioso el equipo; asimismo, un diseño escaso obliga a la sobrecarga de los módulos, con disminución en la eficiencia de los procesos o franca inoperabilidad y a la gestión de financiamiento fuera de programa, además de causar el incumplimiento de las normas de descarga y el pago de las cuotas o multas correspondientes. De ahí la importancia de contar, cuando sea posible, con la mayor cantidad de aforos de los colectores, además de datos reales de suministro de agua potable y consumos industriales y comerciales.
- c) **Sistema de Tratamiento.** Se selecciona para cumplir con los requisitos de descarga en cuerpos naturales de agua, o cuerpos receptores, según el nivel de remoción necesario para los principales parámetros de calidad.

Sin embargo, en algunos casos no se pueden satisfacer los requisitos de descarga para todos los parámetros mediante sistemas de tratamiento accesibles a la capacidad financiera de los organismos operadores de los sistemas de drenaje o de los municipios. Por ello, se ha tomado como un nivel mínimo convencional el tratamiento secundario con desinfección de efluentes y tratamiento de lodos, aunado a la normalización del saneamiento en las fuentes particulares de las aguas residuales. También influyen en la selección del sistema la disponibilidad de sitios para ubicación de las instalaciones, las características del suelo en la zona, las posibilidades de reúso del efluente, la facilidad en la operación, su adecuación al clima, el consumo de energía, la disponibilidad de reactivos y otros materiales para procesos, la confiabilidad requerida de la calidad del efluente y el impacto ambiental de las instalaciones.

PLANTAS DE TRATAMIENTO INTERMEDIAS, AGUA PARA REUSO

Enseguida se mencionan algunas de las particularidades del diseño de plantas de tratamiento para reúso.

En general, los proyectos de tratamiento de aguas residuales siguen los mismos criterios indicados en el punto anterior, aunque existen algunas diferencias importantes:

- a) **Ubicación.** Las plantas de tratamiento para reúso se ubican en los sitios más adecuados en relación con las zonas de generación de aguas residuales y las zonas en que se encuentran los usuarios potenciales. Por otra parte, tomando en cuenta que estas plantas se encuentran

en la mayoría de los casos dentro de áreas urbanas, es importante considerar el impacto ambiental que pueden provocar, dependiendo del sistema que apliquen.

b) **Sistema de Tratamiento.** El sistema seleccionado en una planta para reúso depende primordialmente del costo mínimo para lograr la calidad más conveniente, de manera que se satisfaga la que requiera el mayor número de usuarios a costo competitivo contra el agua potable. En los demás aspectos, los criterios aplicados son semejantes a los de las plantas terminales.

c) **Capacidad, modulación y crecimiento.** La capacidad de una planta para reúso se define a partir de la generación aprovechable de agua residual y de la demanda de agua renovada. En su modulación influye también la necesidad de contar con la mayor confiabilidad posible en la calidad y el gasto del efluente, aquí la capacidad se puede determinar con mayor exactitud.

CUADRO 6.5 EFICIENCIA DE REMOCION DEL LOS PRINCIPALES CONTAMINANTES

SISTEMA DE TRATAMIENTO	PARAMETROS O CONTAMINANTES																			
	DBO ₅	DOO	COLI	SAAM	NO ₂ NO ₃	N (NH ₂)	PO ₄ TOT.	COND	ALC.	GR/A C	DZA TOT	pH	COL.	SOL SED	SDF	SDV	SSF	SSV	TURB	CLS
CRIBADO Y DESARENACION	0-5													0-20						
REMOCION DE GRASAS	0-5									15-50										
SEDIMENTACION PRIMARIA											10-20	50-60					80	40	30-40	
ESPUMACION				60-90																
LODOS ACTIVADOS (CONVENCIONAL)	75-90	50-75	75-90	50-75		50-75	25-50	80-90	25-50	50-75			50-60			0-5	90	90	80-90	
AERACION EXTENDIDA	90-75	50-75	75-90	50-75	+	75-99	25-50	90-95	25-50	50-75			50-60				90	90	80-90	
NITRIFICACION	50-75	50-75	75-90		+	75-99	50-60	50-65											80-90	
DENITRIFICACION	0-25	0-25			75-95	25-50	50-60	35-45												
FILTROS PERCOLADORES O ROCIADORES	50-75	50-75						60-70												
DISCOS BIOLOGICOS	90-95							80-95												
COAGULACION-SEDIMENTACION	50-75	50-95	75-90	25-50			70-95	65-90	VAR	25-50	20'									
FILTRACION DESPUES DE LODOS ACTIVADOS	25-50	25-50			50-75	25-50	50-60	70-80	80-85											
RECARBONATACION											30'	VAR								
ADSORCION CON CARBON ACTIVADO	50-75	25-50	0-25	50-75	0-25	25-50	80-90	60-70	+	25-50					10		95	95	70-75	10
SEPARACION DE AMONIACO						50-99						VAR								
INTERCAMBIO IONICO	25-50	25-50				75-90		60-70							95					90-95
CLORACION A PUNTO DE QUIEBRE			50-80	50-75		75-99														
OSMOSIS INVERSA	75-90	75-90	75-90	50-75			99				70'				90	90				80
DESINFECCION CON CLORO			95-99																	
OZONACION			95-99	0-25						25-50					10					

6.6.3 LINEAMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

Todo sistema deberá tener una vida útil de 30 años operando a su capacidad de diseño y conservar el mismo nivel de calidad del efluente durante este periodo.

Los sistemas de tratamiento deberán estar suficientemente sustentados en parámetros y criterios de diseño referidos en bibliografía o probados experimentalmente en modelos a escala real o piloto, sometidos a un riguroso análisis estadístico.

Todo diseño deberá estar provisto de los elementos suficientes que faciliten y garanticen la operación continua a su capacidad de diseño, así como el servicio rutinario de mantenimiento.

En todo diseño se deberá favorecer la simplicidad en la operación, en el mantenimiento y se buscará la economía en estos aspectos.

Todos los equipos, materiales, accesorios, dispositivos y mecanismos de diversa índole que contemple el diseño del sistema deberán ser nuevos, de primera calidad o reconocido prestigio y producidos por un fabricante acreditado.

Los equipos de bombeo y la maquinaria instalada dentro de la planta que produzcan una intensidad sonora considerable, deberán estar aislados en locales acondicionados acústicamente para reducir dicha intensidad.

El diseño de un sistema de tratamiento deberá estar sujeto a una mínima generación de subproductos o residuos e integrar los elementos de tal forma, que garanticen su apropiado manejo y disposición.

Todo sistema de tratamiento deberá estar provisto de un sistema de tratamiento de lodos.

En todo diseño se deberá contemplar la necesidad de un área mínima, la cual puede usarse en futuras ampliaciones o para áreas verdes. La siguiente tabla muestra el área libre requerida en función del tamaño del predio; sin embargo en construcciones como lagunas de estabilización, con una gran superficie de terreno, el espacio libre no sigue la proporción señalada.

SUPERFICIE DEL PREDIO (m ²)	AREA LIBRE (%)
• Menos de 500	20.00
• Más de 500 hasta 2000	22.50
• Más de 2000 hasta 3500	25.00
• Más de 3500 hasta 5500	27.50
• Más de 550	30.00

Las plantas de tratamiento deberán contar con espacios para estacionamientos en una proporción de 1 cajón por 50 m² de terreno.

Se deberá evitar el uso indebido de zonas arboladas, salvo en casos autorizados por autoridades locales y federales responsables del área.

Por ningún motivo se elegirán los cauces o vegas de los ríos, ya sean efimeros o intermitentes, como sitios de construcción.

El diseño deberá garantizar la seguridad del personal que opere el sistema.

Cuando el sistema de tratamiento requiera de almacenar, transportar o usar sustancias tóxicas o explosivas, deberán integrarse todos los elementos que garanticen la prevención de accidentes y los medios de controlarlos en caso de ocurrencia.

Todos los lineamientos generales de diseño deberán sustentar el proyecto de ingeniería básica, el cual contendrá las características generales del proceso, diagramas de flujo, balances de masas y energía y dimensiones de cada una de las operaciones unitarias que integran el sistema de tratamiento.

Todo proyecto deberá acompañarse de un estudio económico en el que se establezcan los costos de amortización, operación y mantenimiento.

6.7 CONTROL DE GASTOS

VERTEDOR DE ALIVIO

Un punto fundamental en el manejo de los gastos y en la operación de la planta es el vertedor para las crecidas, su misión es la de evacuar en el cauce o en el cuerpo de agua mas próximo el excedente del caudal sobre el que se ha calculado como tope para el funcionamiento de la planta de tratamiento.

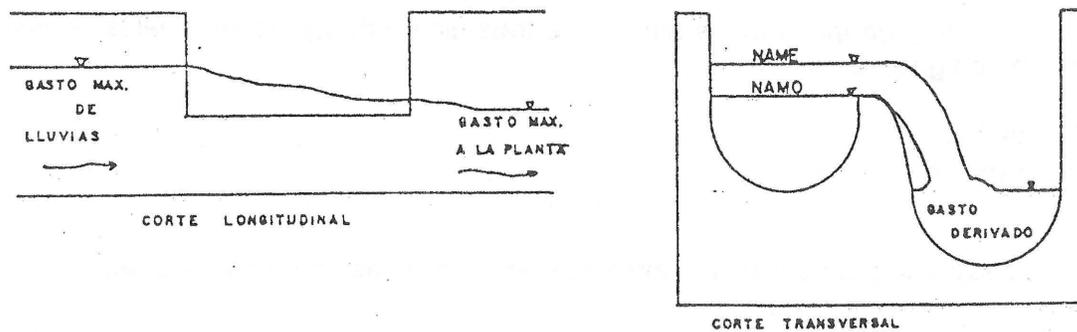
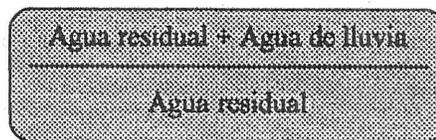


Fig. 6.8 Esquema de un vertedor de alivio

Inicialmente se pensaba que en tiempo de lluvias, el agua que llegaba a la planta estaba tan diluida, que no era necesario realizar su tratamiento; sin embargo se ha comprobado que, en general, el agua de lluvia recogida en los primeros 10-15 minutos de la precipitación está tan contaminada como el agua residual de tipo medio y a partir de los 20-30 minutos como el agua residual diluida.

Lo anterior hace pensar en la necesidad de construir depósitos de retención o tanques de tormenta con tiempos de permanencia de 20 a 30 minutos, que recojan los primeros escurrimientos con alta contaminación. Una vez finalizada la aportación de tormenta, el volumen retenido en estos depósitos se introduce en la depuradora para su correcto tratamiento.

En caso de no existir este tanque de tormenta, el estudio del coeficiente de dilución será función directa del tipo de red de alcantarillado (secciones, pendientes, sistemas de limpieza) y de las características de la cuenca receptora. Se expresa por el coeficiente



y los valores oscilan normalmente entre 2 y 5

DERIVACIONES INTERNAS O BY PASS

Al diseñar el tren de agua, se deberá considerar una desviación o derivación, generalmente tubería debidamente dimensionada para cuando no sea necesario que trabaje la planta o alguno de los procesos, por lo mismo estos procesos deberán estar interconectados a través de esta desviación y contar con los dispositivos necesarios para su seccionamiento. Al igual que el vertedor de alivio, se deberá dirigir el caudal derivado hacia un cauce o un cuerpo de agua.

6.8 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

Las estructuras que integran las plantas de tratamiento de aguas residuales se pueden dividir en dos grupos:

- Edificación
- Tanques y depósitos.

Las edificaciones que usualmente interviene en las plantas de tratamiento son:

- Edificio de oficinas
- Edificio de cloración.
- Edificio de deshidratación.
- Edificio de almacenamiento y dosificación de reactivo
- Laboratorio

- Servicios generales.
- Bodegas
- Taller
- Cuarto de control de motores
- Cuarto de compresores o de sopladores
- Caseta de vigilancia
- Subestación eléctrica

Los depósitos requeridos generalmente en plantas de tratamiento son:

- Caja receptora
- Cárcamo de bombeo
- Canales
- Medidores Parshall
- Desarenador
- Sedimentador

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 7 TRATAMIENTO PRELIMINAR O PRETRATAMIENTO

- 7.1 CRIBADO O DESBASTE
- 7.2 DESARENADORES
- 7.3 FLOTACION
- 7.4 IGUALACION HOMOGENIZACION
- 7.5 PRECLORACION Y PREAREACION

7.1 CRIBADO O DESBASTE

La primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales es el cribado o desbaste. El propósito es remover sólidos gruesos como papel, trapos, madera, plásticos y otros, ya que si no se eliminan pueden dañar el equipo de bombeo y el de concentración de lodos, atorarse sobre los aeradores mecánicos, bloquear tuberías, boquillas, creando serios problemas de operación y mantenimiento. Las características se presentan en la tabla 7.1.

Es importante hacer notar que el tipo de material y las cantidades que se separan en las rejillas varían con las horas del día y, sobre todo, cuando hay precipitaciones pluviales. En este último caso, el agua de lluvia arrastra material que no fue arrastrado bajo otras condiciones. Otro efecto del arrastre por agua de lluvia es la formación de aglomeraciones de fibras y pelo que puede afectar negativamente la operación de bombas y otros dispositivos de medición. Estas formaciones pueden ser separadas eficientemente en rejillas.

TABLA 7.1 TIPOS DE DISPOSITIVOS PARA CRIBADO

TIPOS	ABERTURA (cm)	PROPOSITO
• REJAS PARA BASURA	5-10	Protege las bombas y equipo de los objetos grandes (troncos, trapos, botes, etc.)
• REJILLAS	1.5-5	Parecidas a las rejas con aberturas más pequeñas para separar materiales más pequeños
• TAMICES	0.22-0.32	Protegen las boquillas de los filtros percoladores
• DESMENUZADORES	0.75-2	Reducir el tamaño de los materiales mediante trituración o corte, sin removerlos de las aguas residuales

CLASIFICACION DE CRIBAS

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

Cribas gruesas

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

Cribas finas

Generalmente tienen aberturas de 2 a 6 mm y en la actualidad se usan ya sea como una etapa de pretratamiento o bien para mejorar los efluentes del tratamiento secundario.

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

REJILLAS

Las rejillas (cribas gruesas) se fabrican con barras de acero u otro material de alta resistencia, las cuales van soldadas a un marco que se coloca transversalmente al canal; son comúnmente utilizadas en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales de tamaño medio y grande y su limpieza puede ser manual o mecánica. Las rejillas de limpieza manual tienen ángulos de inclinación típicos respecto a la horizontal de 45 a 60 grados. En rejillas mecánicas esta inclinación es de 45 a 90 grados con valores típicos de 60°. En la tabla 7.2 se presenta la información de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica.

TABLA 7.2 INFORMACIÓN TÍPICA DE DISEÑO PARA REJILLAS DE LIMPIEZA MANUAL Y MECÁNICA

CONCEPTO	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECANICA
• 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 COLMATADA)		
□ Admisible, mm	150	150
□ Máxima, mm	800	800

Rejillas de limpieza manual

Las rejillas de limpieza manual en los sistemas de tratamiento de aguas residuales se localizan generalmente antes de los sistemas de bombeo para su protección. La tendencia en los últimos años ha sido instalar rejillas de limpieza mecánica o trituradores, no sólo para

reducir a un mínimo el trabajo manual de limpiar las rejillas, sino también para disminuir los reboses y desbordamientos que se producen por el atascamiento de las mismas.

La longitud (profundidad) de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla deberá colocarse una placa perforada para que los sólidos removidos puedan almacenarse temporalmente para su desagüe. En la figura 7.1 se muestra una rejilla de limpieza manual típica.

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

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

Rejillas de limpieza mecánica

Para realizar el proyecto de este tipo de dispositivos, se determina por anticipado el tipo de equipo a utilizar, las dimensiones del canal de la rejilla, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal, la separación entre barras y el método de control de la rejilla. Este tipo de rejilla según la empresa fabricante pueden limpiarse, por la cara anterior (frontal) o la posterior. Cada tipo tiene sus ventajas y desventajas. En la figura 7.2 se muestra una rejilla mecánica de limpieza frontal.

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

En el modelo de limpieza por la cara posterior se evita precisamente el atascamiento que pudieran ocasionar los sólidos depositados al pie de la rejilla ya que existen diseños en los cuales los rastrillos entran a la rejilla por la zona posterior, pasan por debajo de ella y rastrillean en la cara frontal arrastrando los sólidos que pudieran quedarse en la base de la rejilla (figura 7.3).

FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE REJILLAS

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

Canal de rejillas

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

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

La estructura de entrada debe tener una transición suave o divergente con el fin de minimizar las pérdidas de carga a la entrada al pasar las aguas residuales del interceptor al canal y prevenir la sedimentación y acumulación de arenas. En forma semejante, la estructura de salida debe tener convergencia uniforme. El efluente de canales individuales puede combinarse, mantenerse separado, según sea necesario. En la figura 7.5 se muestran algunos arreglos de canales con rejillas.

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

Pérdida de carga

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

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

$$h_L = \beta (W/b)^{4/3} hv \sin \theta$$

$$h_L = (1/2g)(Q/A)^2$$

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

Simbología:

h_L = Pérdida de carga a través de la rejilla, en m.

V, v = Velocidad a través de la rejilla y en el canal aguas arriba de la rejilla, m/s

g = Constante de gravedad = 9.81 m/seg²

W = Ancho máximo de la sección transversal de las barras frente a la dirección del flujo (espesor), en m.

b = Espaciamiento libre mínimo de las barras, en m.

e = Angulo de la rejilla con la horizontal

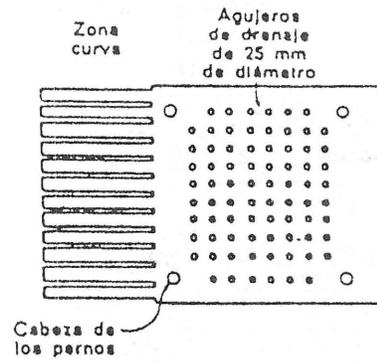
hv = Carga de velocidad del flujo que se aproxima a las rejillas, en m.

Q = Gasto a través de la rejilla

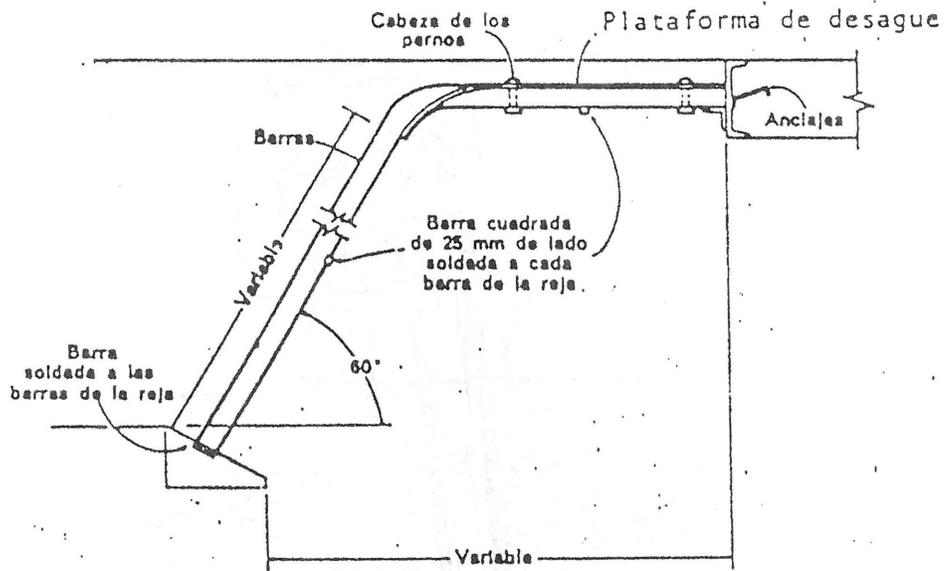
A = Area abierta efectivamente sumergida, en m²

C = Coeficiente de descarga, igual a 0.60 para rejillas limpias

β = Factor de forma de las barras (figura 7.4 y Tabla 7.3)



Vista en planta de la plataforma de desague



Detalle de una rejilla con barras de aluminio

FIGURA 7.1 REJILLA TÍPICA DE LIMPIEZA MANUAL

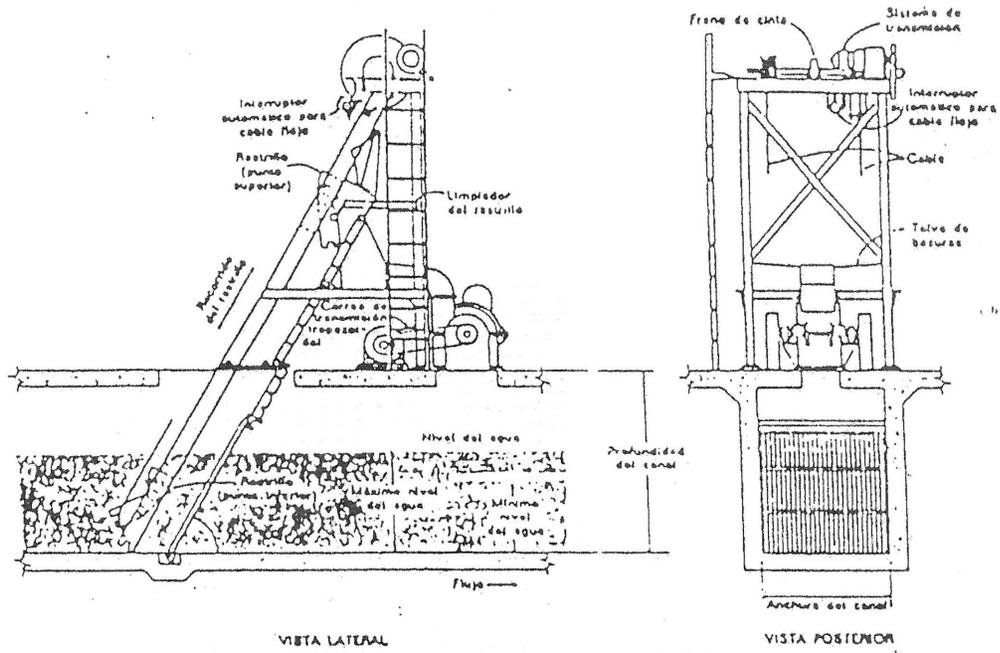


FIGURA 7.2 REJILLA MECÁNICA DE LIMPIEZA FRONTAL

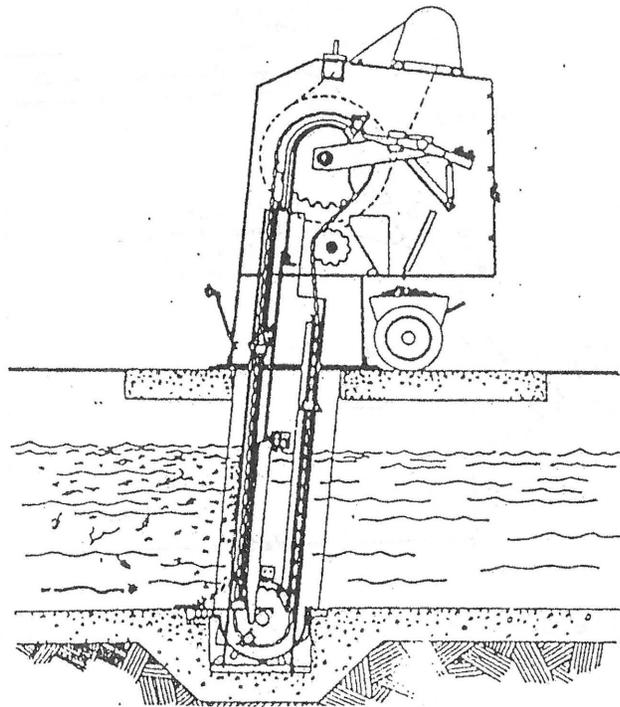


FIGURA 7.3 REJILLA MECÁNICA DE LIMPIEZA POSTERIOR

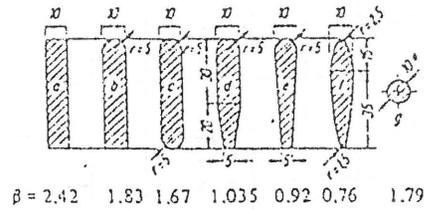


FIGURA 7.4 FACTOR DE FORMA β PARA DISTINTAS SECCIONES DE BARRAS.

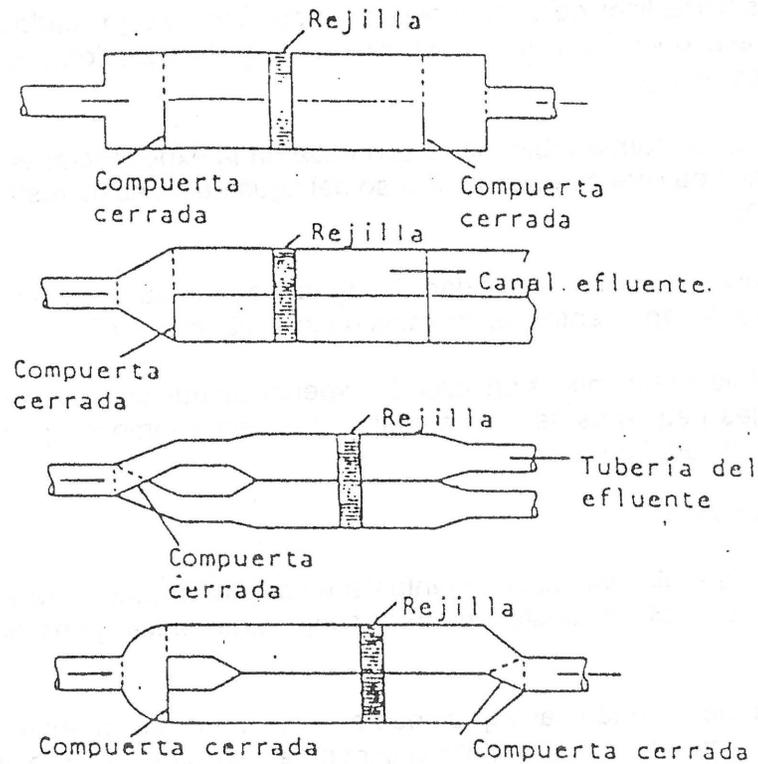


FIGURA 7.5 ARREGLOS DE CANALES DOBLES CON REJILLA

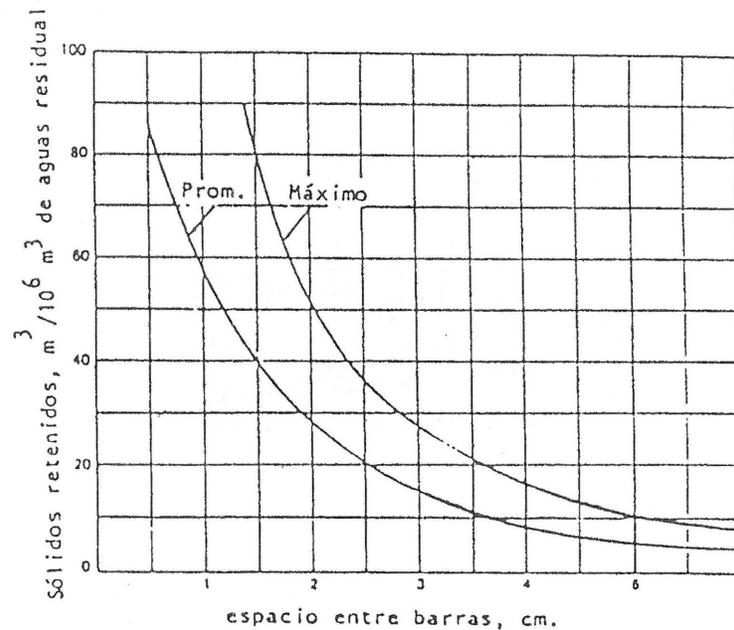


FIGURA 7.6 CANTIDADES DE SÓLIDOS RETENIDOS POR REJILLAS DE LIMPIEZA MECÁNICA

Los cálculos hidráulicos de la rejilla pierden importancia y significado cuando se acumula el material en ella, por lo cual se recomienda proceder de la siguiente forma para el diseño de cualquier tipo de reja:

- Se escoge de forma arbitraria (o con base en la experiencia) el ancho del canal y se estima el área libre que queda al paso del agua después de restar el área expuesta de las barras.
- Se calcula entonces la velocidad del agua y se tantea el ancho del canal para que la velocidad del agua antes de las rejas no sea menor de 0.5 m/s

El valor mínimo de 0.5 m/s es un valor de experiencia que se selecciona porque no permite que partículas pequeñas sean retenidas por la reja y tampoco permite que la arena se deposite en el canal de rejas.

Remoción de sólidos

Las rejillas que se limpian manualmente tienen barras inclinadas para facilitar el rastillado. 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 rastriero 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 rastriero opera continuamente por medio de cadenas sinfin y catarinas. La operación

puede hacerse intermitentemente por medio de un reloj o actuarse por una diferencia de pérdida de carga preestablecida a través de la criba

TABLA 7.3 VALORES DE KIRSHMER, 1 PARA REJILLAS LIMPIAS

TIPO DE BARRA	B
• RECTANGULAR CORTES RECTOS	2.42
• RECTANGULAR CON CARA SEMICIRCULAR AGUAS ARRIBA	1.83
• CIRCULAR	1.79
• RECTANGULAR CON CARA SEMICIRCULAR AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO	1.67

Cantidades y composición de los sólidos retenidos

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

La cantidad de material retenido por rejillas varía de 3.5 a 80 m³ por cada millón de metros cúbicos de aguas residuales con un promedio aproximado de 20 m³ por cada millón de metros cúbicos. En la figura 7.6 se presenta una gráfica que muestra las cantidades de sólidos removidos en rejillas de limpieza mecánica y la tabla 7.4 la materia retenida por habitante. Los sólidos removidos contienen aproximadamente 80% de humedad y normalmente pesan 960 kg/m³.

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

TABLA 7.4 MATERIAS RETENIDAS

SEPARACIÓN LIBRE ENTRE BARRAS (MM)	L/HAB.AÑO
3	15-25
20	5-10
40-50	2-3
Contenido de humedad	>30%
Contenido de materia orgánica	75 - 80%
Contenido de materia inerte	20 - 25%

INFORMACION REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE REJILLAS

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

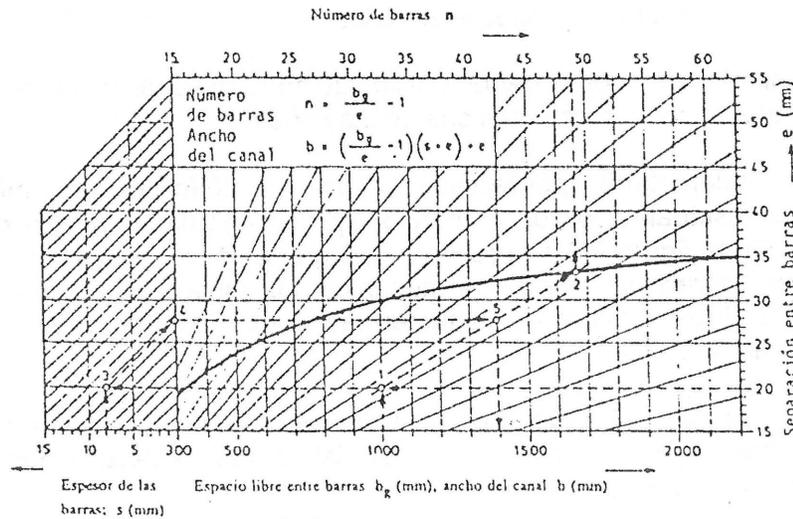


FIGURA 7.7 NOMOGRAMA DE MEDIDAS PARA CONSTRUCCIÓN DE REJAS.

La figura 7.7 muestra un nomograma que se forma utilizando la fórmula

$$b = ((b_g/e) - 1)(s + e) + e$$

(Norma Din/9554) donde b = ancho del canal, b_g suma separación entre barras, e = separación entre barras; s= espesor de las barras (todo en mm). Sabiendo que con un área de paso de agua de 1000 mm la velocidad es superior a 0.5 m/s. se escoge una separación entre barras de 20 mm con barras de 8 mm de ancho. Se llega al punto No. 1 y se sigue la paralela hasta la línea curva y se encuentra el punto No. 2. Del punto No. 3 se sigue la paralela hasta el punto No. 4 y después la horizontal hasta cruzar con la línea entre 1 y 2. El punto No. 5 indica el ancho del canal y el punto No. 2 el número de barras dentro del canal.

Tan importante es el hecho de que la velocidad antes de la reja no sea menor a 0.5 m/s como que la velocidad no sea superior a 1.8 - 2.0 m/s cuando se presente la lluvia. Existen

casos en los cuales el ancho del canal no permite trabajar dentro del intervalo y la solución es colocar un mezclador antes de la reja para aumentar la turbulencia o colocar en paralelo otro canal con rejas que permita dividir el caudal y reducir la velocidad cuando hay precipitaciones pluviales.

Tamices.

Existe un tipo de rejillas con aberturas de 22-32 mm (malla 6-60), son conocidas como cribas o tamices. Estos forman parte de equipos patentados consistentes en placas de metal perforadas, como discos, tambores rotatorios o placas metálicas encadenadas en bandas sin fin.

Estas cribas pueden utilizarse en lugar de una sedimentación en lugares donde no haya suficiente espacio para un tanque de sedimentación, y en lugares donde se desee remover sólo una pequeña cantidad de la materia suspendida para la disposición final del efluente.

En la figura 7.8 se muestra un tamiz tipo tambor.

Los tamices modernos son de tipo tambor o disco, provistos de una tela de malla fina de acero inoxidable o de un material poroso. Se encuentran en el mercado en dimensiones entre 1.2-5.4 m de diámetro.

En algunas plantas de tratamiento de agua municipal, se han utilizado este tipo de tamices, colocados para la protección de las boquillas de los filtros percoladores.

También se han utilizado en plantas industriales para el tamizado de las aguas residuales de fábricas de envasado, conservas, curtidos, papelería, textiles, etc.

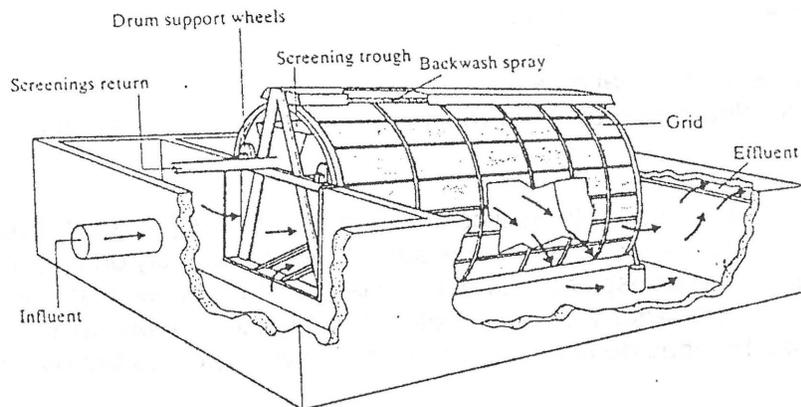


FIGURA 7.8 TAMIZ TIPO TAMBOR.

Otro ejemplo de cálculo de rejillas

Teniendo un ancho igual al del canal desarenador, se necesita conocer el número de barras que pueden instalarse considerando la separación y el espesor especificados.

El cálculo parte de lo siguiente:

Se tienen estas expresiones:

$$\text{Número de barras} = (\text{Ancho libre} / \text{Separación entre barras}) - 1$$

$$\text{Ancho total} = \text{Ancho libre} + (\text{N}^{\circ} \text{ de barras})(\text{espesor})$$

De ambas ecuaciones se conoce:

$$\text{La separación de las barras} = 2.5 \text{ cm} = 0.025 \text{ m}$$

$$\text{Espesor} = 1.27 \text{ cm} = 0.0127 \text{ m}$$

$$\text{Ancho total} = 0.90 \text{ m (ancho del canal desarenador)}$$

Sustituyendo valores y reacomodando términos se tienen un sistema de ecuaciones.

$$\begin{aligned} 0.40x - y &= 1 \\ x + 0.0127y &= 0.90 \end{aligned}$$

Donde: x: Ancho libre

y: Número de barras

Resolviendo el sistema se tiene que:

$$\begin{aligned} \text{Ancho libre} &= 0.61 \text{ m} \\ \text{Número de barras} &= 23 \end{aligned}$$

El siguiente paso es encontrar la pérdida de carga y después revisar las velocidades antes y después de la rejilla a fin de elaborar el perfil hidráulico del desarenador.

Trituración o desmenuzado

Los desmenuzadores son dispositivos que fragmentan o trituran el material retenido en las rejillas, sin eliminarlo del agua residual.

En algunos casos, el material grueso que se encuentra en las aguas residuales, no puede ser descargado directamente al drenaje, teniendo que ser tratado previamente con trituradores.

Es conveniente usar los trituradores a continuación de un desarenador, para alargar la vida útil del equipo y reducir el desgaste de las superficies cortantes y de aquellas zonas de los mecanismos donde haya espacios libres entre las partes móviles y las fijas. Estos equipos son generalmente instalados en los depósitos de regulación de las estaciones de bombeo, para proteger las bombas de las obstrucciones causadas por los trapos, objetos grandes, etc.

En su instalación es importante colocar un by-pass para cuando se exceda el caudal o haya fallas mecánicas o eléctricas.

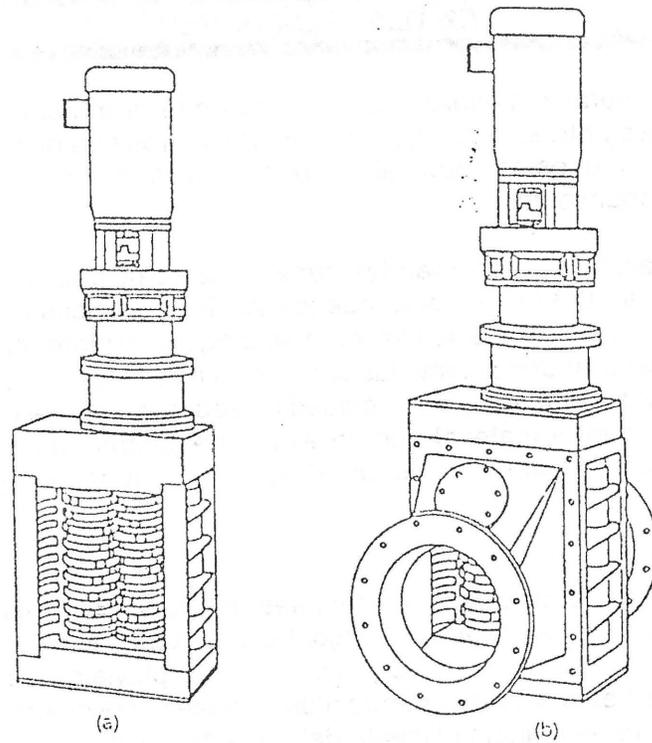


FIG. 7.9 TRITURADORES PARA AGUAS RESIDUALES A) PARA CANAL, B) PARA TUBERÍA

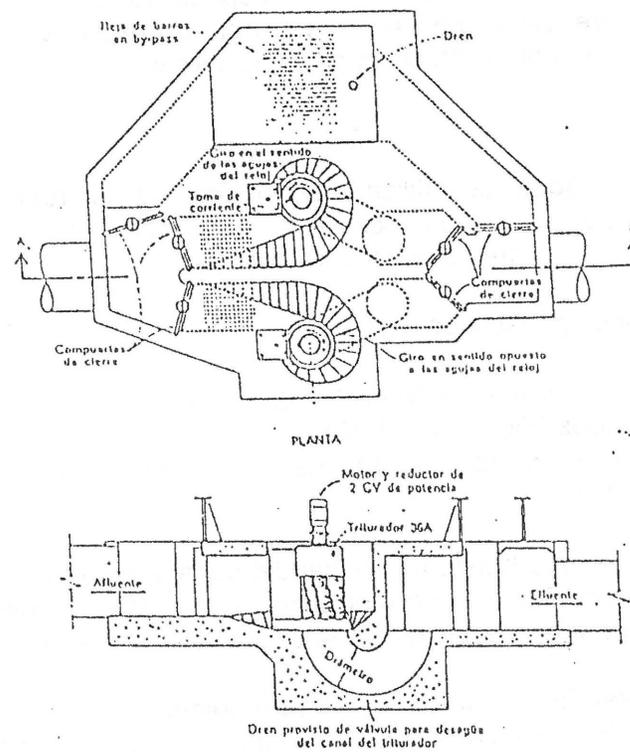


FIGURA 7.10 PLANTA Y SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA INSTALACIÓN DE TRITURACIÓN

7.2 DESARENADORES

Se emplean para separar materiales mas pesados que la materia orgánica putrescible (arena, grava, cenizas y otros). Protegen las bombas y otros equipos del desgaste debido a la abrasión, evitan que estos materiales se acumulen en los tanques evitando así obstrucciones y taponamientos.

Su forma es generalmente la de grandes canales, la velocidad de la corriente en ellos disminuye lo suficiente (0.3 m/seg) para que los sólidos orgánicos pesados se depositen, manteniéndose en suspensión los sólidos orgánicos ligeros e inorgánicos finos (menores de 0.2 mm). Es difícil separar únicamente las sustancias minerales, ya que muchos restos de comida tienen grandes diámetros y su velocidad de sedimentación es comparable con la de la arena. Esto hace que el material que se extrae del desarenador contenga partículas orgánicas que pueden causar malos olores si no se les proporciona el manejo adecuado.

Ubicación

Comúnmente se coloca el desarenador después de rejas para evitar que las partículas grandes interfieran en el proceso aguas abajo. La colocación de un canal de demasías es un concepto falso, ya que durante las precipitaciones pluviales se arrastra una mayor cantidad de arena. En este caso es cuando más se necesita el desarenador, por lo cual su diseño debe considerar el manejo eficiente del agua de lluvia.

Si se requiere un cárcamo de bombeo para elevar el agua, se recomienda que el desarenador se coloque antes del cárcamo y después de rejas. El equipo mecánico y electromecánico no sufre daños por arena, pero si se desgasta más rápidamente. Se recomienda separar arena para protección de partes mecánicas.

Tipos de desarenadores

Para separación de sólidos se utilizan principalmente la fuerza de la gravedad (sedimentación) y la fuerza centrífuga (ciclones). En el tratamiento de aguas residuales en México se utilizan principalmente separadores por gravedad.

Se identifican cuatro tipos principales de desarenadores

- de flujo horizontal o velocidad controlada (Fig. 7.11)
- desarenadores aerados (Fig. 7.12 y 7.13)
- Tanques de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 7.14)
- Tipo vortice (Fig. 7.15)

En los desarenadores de tipo horizontal, el caudal pasa a través del tanque en dirección horizontal y la velocidad de flujo es controlada por las mismas dimensiones de la unidad o mediante el uso de vertedores de sección especial al final del tanque.

Los desarenadores 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.

Los desarenadores tipo vórtice (ciclón), el agua entra y sale tangencialmente y las arenas sedimentan por gravedad debido a la inercia y a su densidad mayor que la del agua.

Tanques desarenadores de flujo horizontal o velocidad controlada (fig. 7.11).

Actualmente en México, la mayoría de tanques desarenadores son del tipo de flujo horizontal. Estos tanques se diseñan para mantener una velocidad de flujo cercana a 0.30 m/s. Esta velocidad conducirá las partículas orgánicas a través del tanque y tenderá a resuspender a aquellas que se hubieran sedimentado, sin embargo, permitirá la sedimentación de las arenas.

El diseño de este tipo de desarenadores deberá ser tal, que bajo las condiciones más adversas, las partículas de arena más ligeras lleguen al fondo del tanque antes de llegar a la salida del mismo.

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

En la tabla 7.5 se presentan los datos típicos de diseño para este tipo de desarenadores:

Desarenadores aereados (Fig. 7.12 y 7.13)

El excesivo desgaste del equipo de manejo de la arena y el descubrimiento de acumulaciones de ese material en los tanques de aereación fueron las causas que fomentaron el uso de los desarenadores aereados. Por lo general, estos tanques se proyectan para proporcionar tiempos de retención de casi tres minutos a caudal máximo. La Sección transversal del tanque es semejante a la proporcionada para la circulación en espiral en los tanques de aeración de lodos activados. En la tabla 7.6 se presentan los datos típicos de diseño.

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

TABLA 7.5 DATOS TÍPICOS DE DISEÑO PARA DESARENADORES DE FLUJO HORIZONTAL.

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

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

** Uso de medidor Parshall como sección de control

*** Dm = Profundidad máxima en el desarenador

**** L = Longitud teórica del desarenador

TABLA 7.6 DATOS TÍPICOS PARA EL DISEÑO DE DESARENADORES AEREADOS.

CONCEPTO	VALOR	
	RANGO	TÍPICO
• Dimensiones: • Profundidad, m • Longitud, m • Ancho, m	2-5 7.5-20 2,5-7,0	--- ---
• Relación ancho-profundidad	1:1-5:1	2:1
• Tiempo de retención a flujo máximo, min.	2-5	3
• Suministro de aire, m ³ /m de longitud por min.	0.15-0.45	0.3
• Cantidades de arena m ³ /1000 m ³	0.004-0.0200	0.015

El agua residual deberá introducirse en dirección transversal al tanque.

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

Desarenadores de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 7.14)

A este tipo de desarenadores se les llama también tanques de detritus y en ellos, tanto la arena como las partículas orgánicas son separadas mecánicamente antes de su remoción. La hidráulica en este tipo de tanques se controla a través de deflectores ajustables localizados en la entrada del mismo, que además aseguran una velocidad relativamente uniforme y una adecuada distribución del material. Igual que en los desarenadores aereados, la pérdida de carga es relativamente pequeña.

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

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

Entre sus desventajas están las siguientes:

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

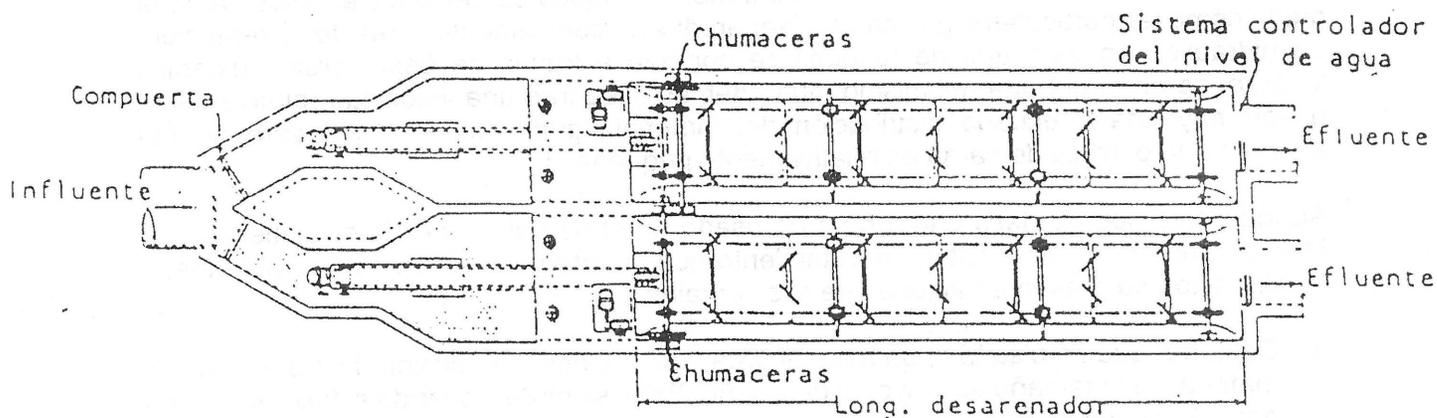
En este tipo de desarenadores, los sólidos sedimentados son arrastrados a un depósito localizado en un extremo del tanque, desde donde son eliminados a través de un mecanismo rotatorio inclinado (normalmente una bomba de tornillo). En ese trayecto, los sólidos orgánicos son separados de la arena y regresados al tanque. Según Metcalf y Eddy, este tipo de desarenadores se diseñan con base a la carga superficial, la cual, depende del tamaño de las partículas y de su temperatura. (Fig. 7.17)

Desarenadores tipo vortice o ciclonico. (Fig. 7.15)

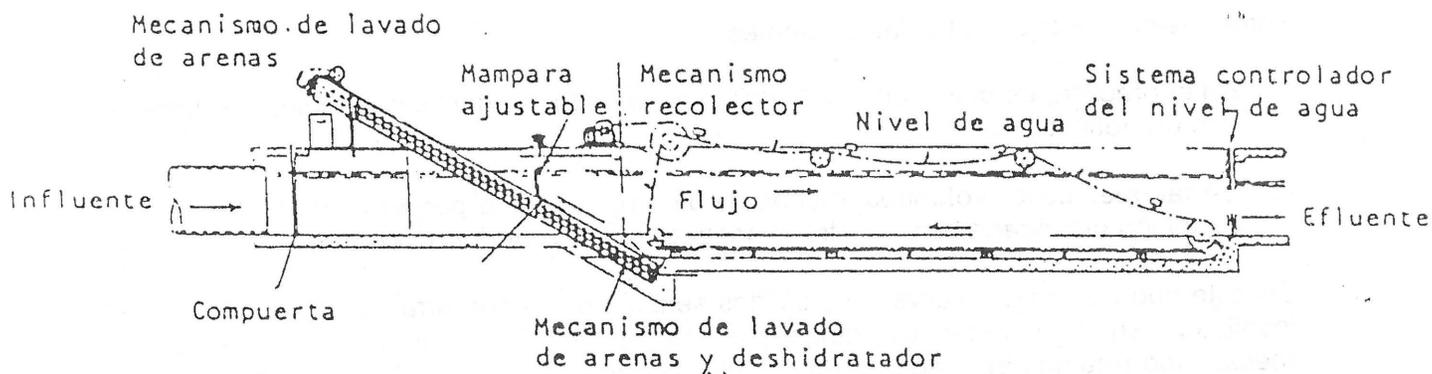
Se muestran dos tipos de desarenadores tipo vortice en la figura 7.15, en el tipo "a" el agua entra y sale tangencialmente, las turbinas mantienen constante la velocidad de flujo y sus

hojas ajustables promueven la separación de la arena de la materia orgánica, la acción de la turbina rotora produce un flujo "toroidal" enausando a las partículas de arena, esta sedimenta por gravedad debido al rebote en una vuelta del contenido dentro del depósito, los sólidos son removidos por una bomba de arena o una de aire.

En el tipo "b" se genera un vórtice libre por el flujo que entra tangencialmente en la parte alta de la unidad. El efluente sale por el centro, arriba de la parte alta, por un cilindro u ojo.



(a) PLANTA



SECCIÓN LONGITUDINAL

FIGURA 7.11 DETALLES DE UN DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL DE DOBLE CANAL Y VELOCIDAD CONTROLADA

La fuerza gravitacional dentro del cilindro minimiza la descarga de partículas con densidad mas altas y cercanas a la del agua, las arenas sedimentan por gravedad al fondo de la unidad, mientras la materia orgánica incluyendo la que fue separada de las partículas de arena debido a la fuerza centrífuga sale con el efluente. Algunos remanentes orgánicos que se encuentran con arena sedimentada se separan de ella cuando se mueven hasta el fondo de la unidad.

El tipo de arena normalmente retenida en un desarenador de flujo horizontal y el proveniente de desarenadores ciclónicos varia notablemente de una arena con gran proporción de materia orgánica putrecible a una arena limpia del ciclón.

CONTROL DE LA VELOCIDAD

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

El vertedor proporcional y el tipo Sutro (Fig. 7.18) son ampliamente utilizados en este tipo de trabajos y al compararlos, la única diferencia es que el vertedor proporcional tiene ambos lados curvados y el vertedor Sutro tiene un lado curvado y un lado recto, es decir, es exactamente la mitad del vertedor proporcional. Para determinar las características del flujo cuando se usa un vertedor tipo Sutro como sección de control se pueden usar las siguientes ecuaciones:

$$X = b \left(1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \sqrt{y/a} \right)$$

$$Q = b \sqrt{2ag} \left(h + \frac{2}{3} a \right)$$

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

Donde:

a= Altura de la parte rectangular del vertedor en metros

b= Ancho del vertedor en metros

y= Altura del líquido

x= Anchura del vertedor a la superficie líquida

h= Altura total del vertedor

Q= Gasto total del vertedor Sutro

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

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

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

El principio básico del vertedor proporcional y del sutro es que el gasto a través de él varía directamente, esto es, que el control de flujo va directamente relacionado con la forma del vertedor.

El vertedor debe mantener la velocidad constante a 30 cm/seg en el canal desarenador.

CANTIDAD DE ARENA

Las cantidades de arena pueden variar enormemente de una localidad a otra, dependiendo del tipo del sistema de alcantarillado, características de la zona drenada, el estado en que se encuentran las alcantarillas, el tipo de descargas industriales y la proximidad y uso de playas arenosas. Los valores típicos están reportados en la Tabla 7.6.

DISPOSICION O ELIMINACION DE ARENAS

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

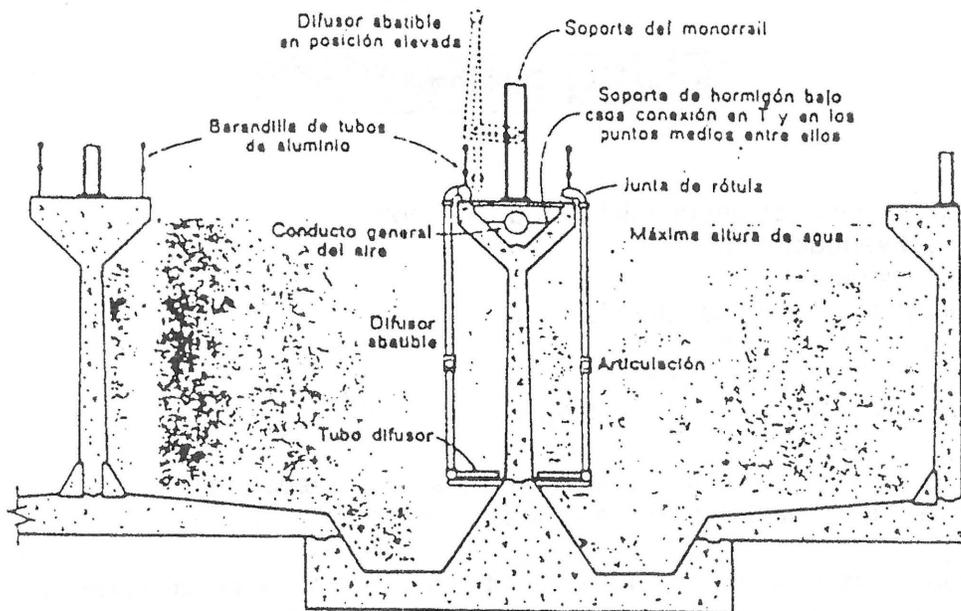


FIGURA 7.12 SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA DE UN DESARENADOR AEREO

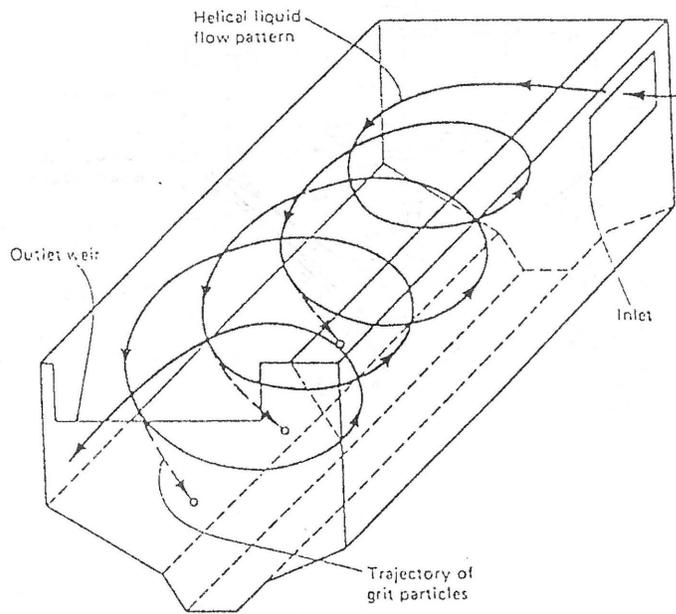


FIGURA 7.13 MODELO DEL FLUJO HELICOIDAL EN UN DESARENADOR AEREO

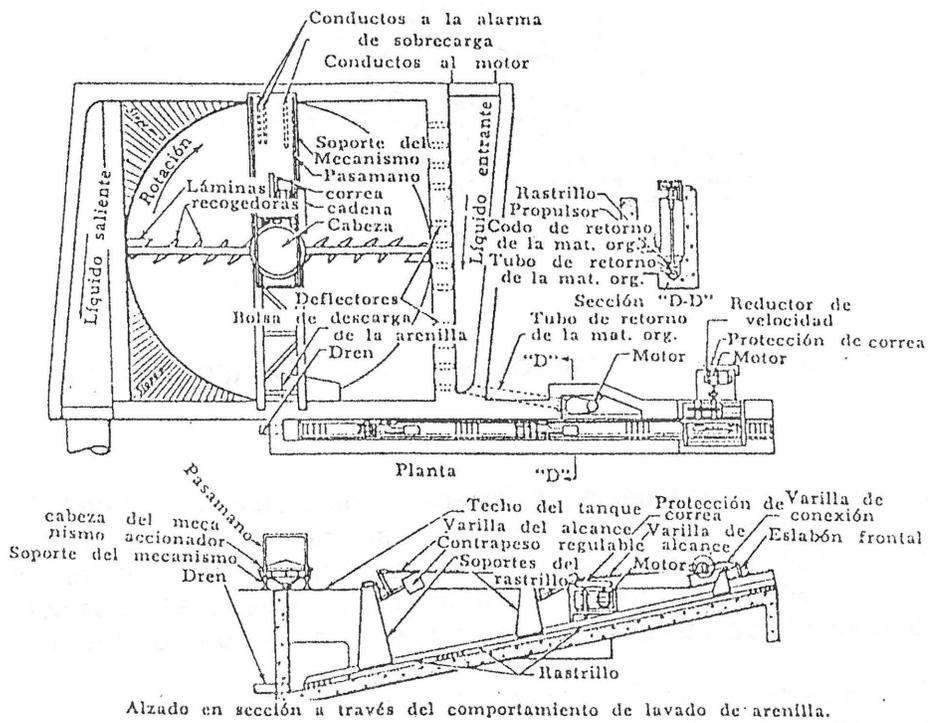


FIGURA 7.14 DESARENADOR DE SECCIÓN CUADRADA O TANQUE DE DETRITUS

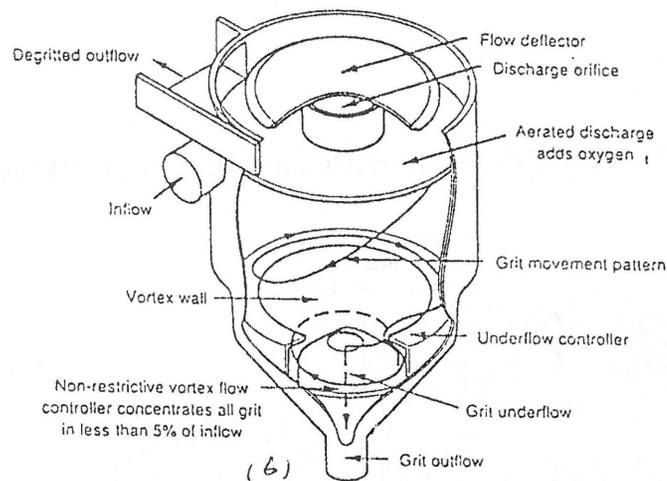
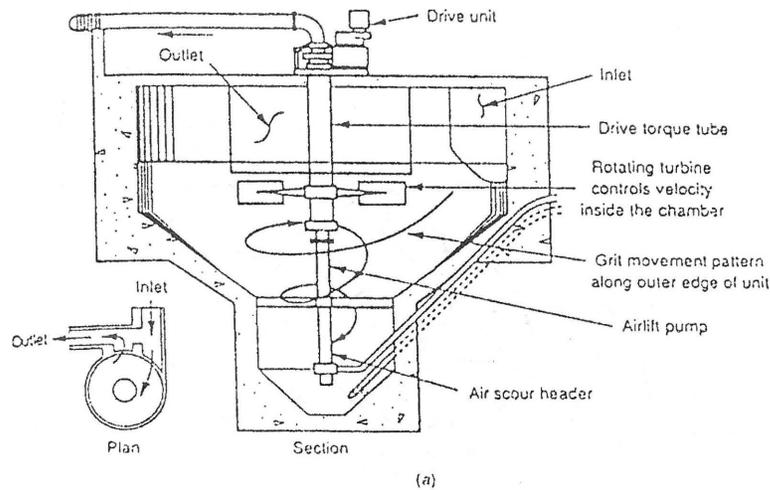
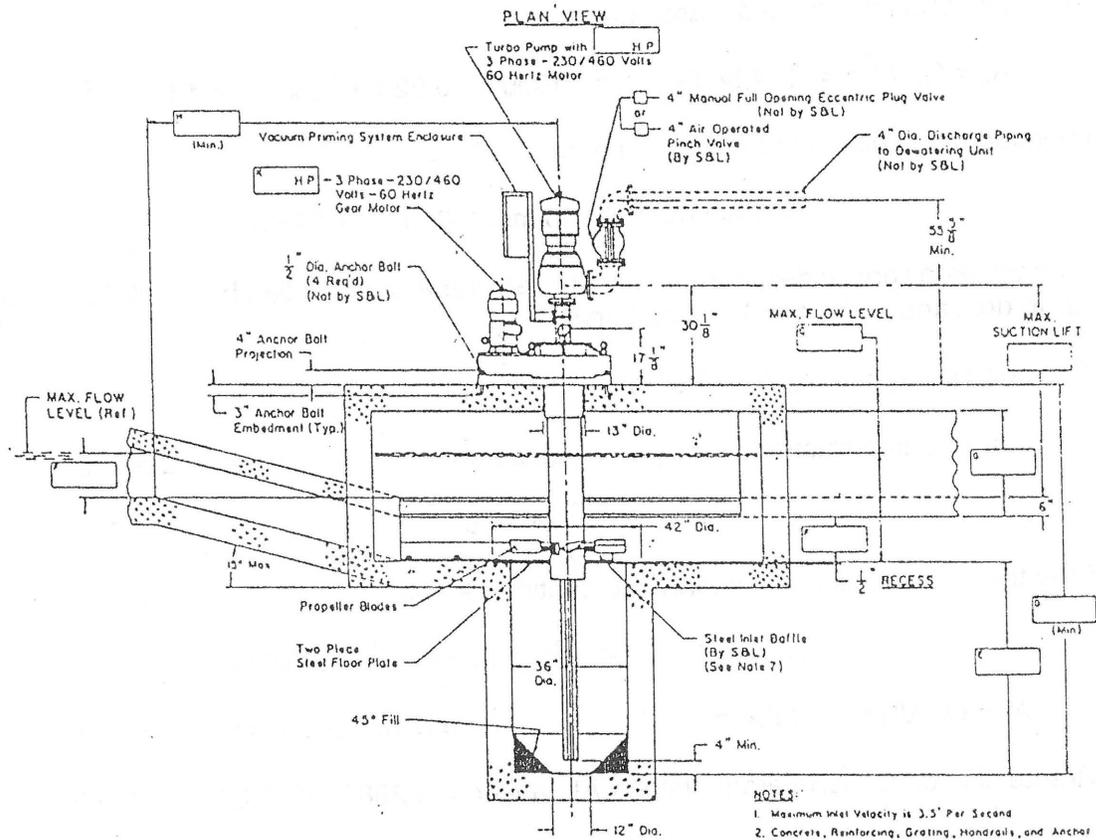
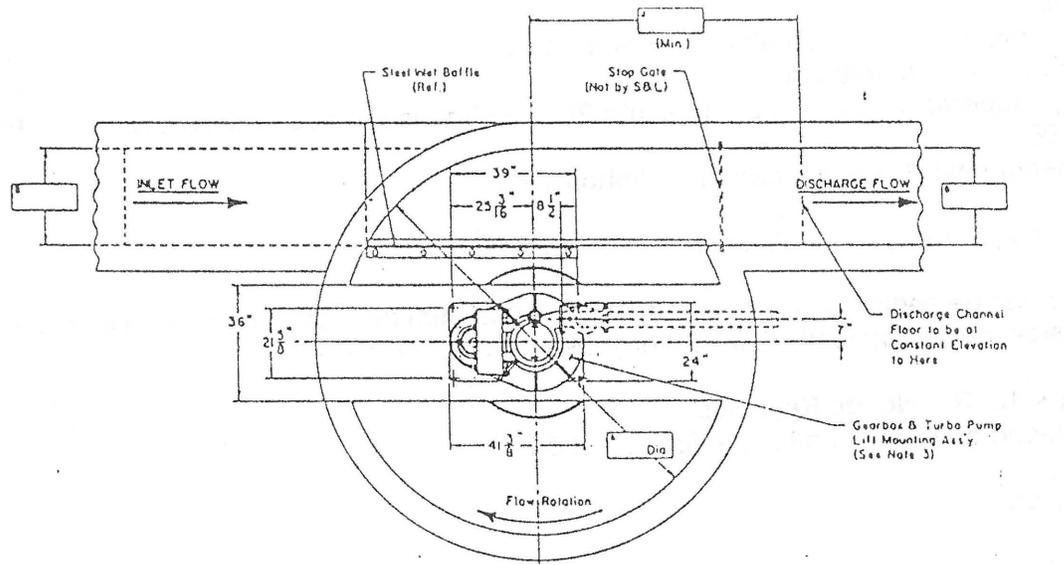


FIGURA 7.15 DOS EJEMPLOS DE DESARENADORES TIPO VORTICE

Lavado

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

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



- NOTES:**
1. Maximum Inlet Velocity is 3.5' Per Second
 2. Concrete, Reinforcing, Grating, Handrails, and Anchor Bolts (If Required) Not by SBL
 3. See Drawing 67C134 for Gearbox & Turbo Pump Mounting Assembly.
 4. See Chart 67A133 for Dimensions.
 5. Turbo Pump Capacity Approx. 250 G.P.M. See Pump Curve for Max. Suction Lift and Turbo Pump Motor H.P.
 6. Counterclockwise Mirror Image Units Available - Cbsull Factory.
 7. See Drawing 67C137 for Piston Crst Chamber and Steel Baffle Details.
 8. See General Arrangement Drawings 67C136, 67C138, 67C139, 67C140, 67C141, 67C142, 67C143, & 67C144 For Typ. Installations.
 9. Patent Pending.

EJEMPLOS Diseño de un desarenador del flujo horizontal (Ejemplo 1)

Datos:

Gasto medio (un solo canal) = $Q_m = 104.54$ l/s

Tipo de limpieza: manual

Carga superficial: $C_s = 0.023$ m³/s.m²a 20°C en aguas residuales domésticas. = $1.15/60 = 0.0196$

"Experimental Sewage Treatment", Imhoff y Fair.

Tamaño de partículas a eliminar = 0.20 mm y mayores.

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

$1 < R < 10$; $R =$ No. de Reynolds

Gravedad específica de las partículas = 2.65

Solución:

1. Area horizontal del canal desarenador:

$$A_h = Q_m / C_s = (104.54 \text{ l/s} \times 1 \text{ m}^3/1000 \text{ l}) / 0.023 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m}^2 = 4.545 \text{ m}^2$$

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

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

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

Cuando no hay arena, $V_h = 0.30$ m/s.

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

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

3. Area transversal del canal cuando no contiene arena:

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

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

4. Tirante si el canal tiene arena: $h_{c.a} = A_t / \text{ancho} = 0.2987 \text{ m}^2 / 0.60 \text{ m} = 0.498 \text{ m}$

Tirante si el canal no tiene arena: $H_{s.a.} = A_t/\text{ancho} = 0.3485 \text{ m}^2/0.60 \text{ m} = 0.581 \text{ m.}$

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

5. Volumen para depósito de arena: $V_{\text{Arena}} = (0.083\text{m}) (0.60 \text{ m}) (7.575 \text{ m}) = 0.378 \text{ m}^3$

6. Producción de arena:

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

$$\text{Tiempo} = (\text{Vol. Disponible}) / (\text{generación por semana})$$

$$\text{Tiempo} = (0.378 \text{ m}^3) / (0.20 \text{ m}^3/\text{sem}) = 1.9 \text{ semanas}$$

Por lo tanto, se debe retirar la arena cada dos semanas (fig. 7.16)

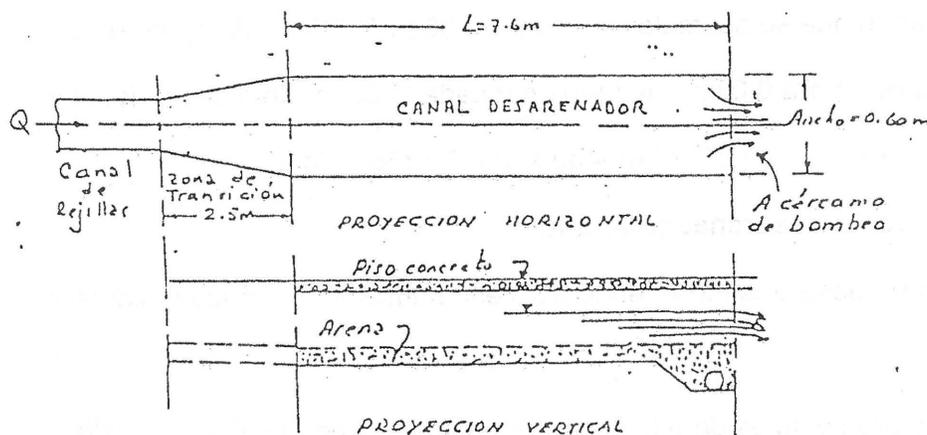


FIGURA 7.16 DESARENADOR DEL EJEMPLO VII.1

NOTA: La longitud teórica (L) deberá agregarsele $0.5 L$ para obtener la longitud de construcción.

Diseño de cámaras desarenadoras (Ejemplo 2)

Los parámetros que se deben tomar en cuenta para su diseño son:

v = velocidad de flujo, 30 cm/seg.

u = velocidad de sedimentación de las arenas, 2.7 cm/seg (para 20°C y partículas con 0.2 mm de diámetro y $p = 2.65$).

A = área hidráulica de la cámara, $A = Q/v$

H = tirante hidráulico, $H = Q/v(1/W)$

W = ancho de la cámara, 0.6 m (mínimo recomendable).

L = largo teórico de la cámara, $L = H/u$ (V)

Para efectos de limpieza y mantenimiento se deben considerar dobles cámaras desarenadoras.

Ejemplo. Diseño de una cámara desarenadora para un gasto máximo de 150 lps.

$$V = 30 \text{ cm/seg.}$$

$$u = 2.7 \text{ cm/seg.}$$

A partir de estos datos se hacen los siguientes cálculos

$$\text{Area hidráulica de la cámara} \quad A = Q/V = 0.15/0.3 = 0.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho de la cámara} \quad W = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Tirante hidráulico} \quad H = Q/V (1/W) = 0.5(1/0.6) = 0.83 \text{ m} = A/W$$

$$\text{Largo teórico de la cámara} \quad t = L/V = H/u \quad L = HV/u$$

$$L = (V) H/u = (0.83/0.027)(0.3)$$

$$L = 9.26 \text{ m}$$

$$\text{Largo de diseño, } L' = 1.5L = 13.89 \text{ m} \quad \text{ó} \quad L' = 14 \text{ m}$$

Acumulación de arenas

Suponiendo que se acumulan de 0.01 a 0.06 m³/1000 m³ de agua residual tratados.

Si se calcula para 0.03 m³ de arena por cada 1000 m³ de agua residual, se tiene:

$$0.03 \text{ m}^3 (0.15 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 1000 \text{ m}^3)(86400 \text{ s/d}) = 0.3888 \text{ m}^3/\text{día}$$

Diseño de un desarenador aerado

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

Datos

El gasto promedio es de 0.5 m³/s., y el gasto máximo (pico) = 1.38 m³/s.

Solución:

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

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

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

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

- b) Longitud = Volumen/ancho por profundidad = 124.2 m³/3 m. x 3.6 m = 11.5 m.

- c) Incrementar la longitud un 15% para tomar en cuenta las condiciones de entrada y salida: Longitud ajustada = 11.5 m x 1.15 = 13.2 m.

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

Requerimiento de aire (en longitud) = $13.2 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}^3/\text{min}$. $m = 3.96 \text{ m}^3/\text{min}$.

4. Estimar la cantidad de arena que debe ser manejada. Suponer un valor de 0.015 m^3 por cada 1000 m^3 de aguas residuales.

Volumen de arena = $(1.38 \text{ m}^3/\text{s}) \times 86400 \text{ s/d} \times 0.015 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3 = 1.81 \text{ m}^3/\text{dia}$

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

Diseño de un vertedor proporcional

Ejemplo de diseño:

Se definen valores para los parámetros indicados en la figura 7.18.

Suponiendo:

$a = 2.5 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m}$

$H = 0.83 \text{ m}$

$h = 0.83 - 2/3 (0.025) = 0.81$

Con los datos anteriores se calcula el caudal máximo del vertedor.

$$Q = 2 (0.30) \sqrt{[2(0.025) 1.98 (0.81 + 2 / 3 (0.025))]}$$

$$Q = 0.6 \sqrt{[0.099 (0.8266)]}$$

$$Q = 0.156 \text{ m}^3/\text{s}$$

Canal Parshall

Este sistema es el más utilizado porque su morfología no permite que los sólidos transportados por las aguas residuales se acumulen en alguna de sus partes y además porque tiene la característica que el caudal es una función lineal de la altura del tirante a la entrada del dispositivo.

Consiste de una garganta de corta longitud y paredes paralelas precedida por una sección convergente y seguida por una sección en expansión. En la sección convergente el piso es horizontal, tiene pendiente descendente en la garganta y está inclinada hacia arriba en la expansión. La figura 7.18 muestra las partes principales de un canal Parshall

Figura 7.17 Area requerida por cada 1000 m^3 de aguas residuales para la sedimentación de partículas con gravedad específica = 2.65 a las temperaturas indicadas.

El Canal Parshall puede usarse con un grado máximo de sumergencia a la salida sin que se alteren sus condiciones de funcionamiento (Operación modular) o con descarga sumergida (Operación no-modular), así es que se deben tener dos puntos de medición de carga hidráulica: el punto de medición aguas arriba situado en la sección convergente a una distancia de dos tercios antes de la garganta (h_1 , ver fig. 7.19) y el punto de medición aguas abajo situado en el extremo de salida de la garganta de paredes paralelas (h_w , fig. 7.19). Ambas medidas a partir del nivel de plantilla horizontal de sección convergente.

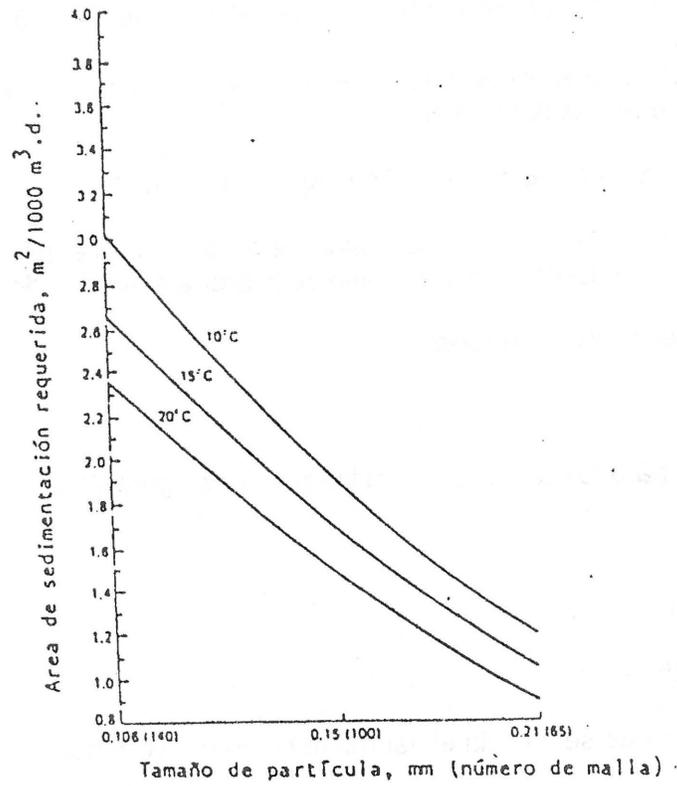


FIGURA 7.17 AREA REQUERIDA POR CADA 1000 M³ DE AGUAS RESIDUALES PARA LA SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS CON GRAVEDAD ESPECIFICA = 2.65 A LAS TEMPERATURAS INDICADAS.

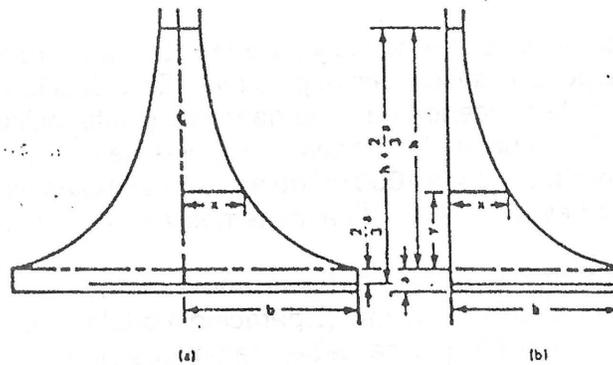


FIGURA 7.18 ELEMENTOS DE UN VERTEDOR PROPORCIONAL (A) Y DE UN VERTEDOR TIPO SUTRO (B)

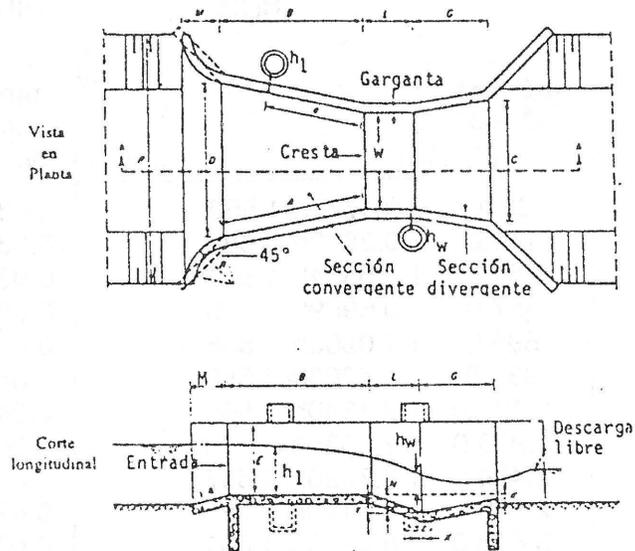


FIGURA 7.19 GEOMETRÍA DE UN CANAL PARSHALL

Existen 22 diseños estándar, cubriendo un intervalo de caudales desde 0.1 lps hasta 93 m³/s, el intervalo de descarga de cada tamaño estándar, se traslapa con los inmediatos inferior y superior. Al ancho de la garganta de paredes paralelas puede variar desde 25.4 mm (1 pulgada) hasta 15.24 m (50 pies). Sin embargo, el intervalo de dimensiones estándar de mayor interés para el diseño hidráulico en ingeniería sanitaria, se muestra en la Tabla 7.7.

En la tabla 7.8 la ecuación de la descarga para cada canal estándar, corresponderá la descarga modular (descarga libre) y son válidas para un intervalo de valores del cociente h_w/h_1 siendo el límite superior (límite modular) una función del ancho de garganta "w" (h_w = carga hidráulica en extremo aguas abajo de garganta, h_1 = carga hidráulica en punto especificado de sección convergente). Para canales de garganta con ancho "w" hasta de 76.2 mm (3 pulgadas) el límite es 0.5. Para anchos de garganta de 152.4 mm (6 pulgadas) a 228.6 mm (9 pulgadas) el límite es 0.6; para gargantas con ancho de 304.8 a 2,438.4 mm (1 a 8 pies) el límite es 0.7. En la tabla 7.8 se resumen las relaciones para calcular los caudales cuando se tiene un flujo modular. El límite modular es la condición en donde el nivel de las aguas de descarga tiene la suficiente altura para empezar a afectar el funcionamiento del canal Parshall.

TABLA 7.7 CARACTERÍSTICAS DE DESCARGA DE CANALES PARSHALL (ACKERS, 1978)

ANCHO DE GARGANTA W	INTERVALO DE DESCARGA		ECUACIÓN DEL GASTO Q; M ³ /S H _i ;M	INTERVALO DE CARGA HIDRÁULICA		LÍMITE MODULAR
	mínimo Q; lps	máximo Q; lps		mínimo h _i ;m	Máximo h _i ;m	h _w /h _i
3 in	0.77	32.1	0.1777h _i ^{1.550}	0.030	0.33	0.5
6 in	1.50	111.0	0.3812h _i ^{1.580}	0.030	0.45	0.6
9 in	2.50	251.0	0.5354h _i ^{1.530}	0.030	0.61	0.6
1 ft	3.32	457.0	0.6909h _i ^{1.520}	0.030	0.76	0.7
1.5 ft	4.80	695.0	1.0560h _i ^{1.538}	0.030	0.76	0.7
2 ft	12.10	937.0	1.4280h _i ^{1.550}	0.046	0.76	0.7
3 ft	17.60	1,427.0	2,1840h _i ^{1.566}	0.046	0.76	0.7
4 ft	35.80	1,923.0	2,9530h _i ^{1.578}	0.060	0.76	0.7
5 ft	44.10	2,424.0	3,7320h _i ^{1.587}	0.076	0.76	0.7
6 ft	74.10	2,929.0	4,5190h _i ^{1.595}	0.076	0.76	0.7
7 ft	85.80	3,438.0	5,3120h _i ^{1.601}	0.076	0.76	0.7
8 ft	97.20	3,949.0	6,1120h _i ^{1.607}	0.076	0.76	0.7

TABLA 7.8 RELACIONES PARA CALCULAR EL CAUDAL A TRAVÉS DE UN CANAL PARSHALL EN FUNCIÓN DEL ANCHO DE LA GARGANTA.

ANCHO DE LA GARGANTA		ECUACIÓN
76.2 mm	(3 in)	Q = 0.1777h _i ^{1.550}
152.4 mm	(6 in)	Q = 0.3812h _i ^{1.580}
228.6 mm	(9 in)	Q = 0.5354h _i ^{1.530}
304.8 mm a 2438.4 mm	(1 ft a 8 ft)	Q = 0.3716 w (h _i /0.3048) ^A donde: A = 1.569 _(w) 0.026

Nota h_i es el tirante (altura; en m) a la entrada del dispositivo, w es la anchura (en m) de la garganta y Q es el caudal (en m³/s)

Cuando el nivel aguas abajo (h_w) asciende por encima del límite modular para descarga libre, el valor del caudal se obtiene aplicando factores de corrección.

7.3 FLOTACION

PROBLEMAS GENERADOS POR LAS GRASAS

Son importantes los volúmenes de grasas que se vierten en los colectores, procedentes de los garajes (desprovistos generalmente de decantadores de grasas antes de su acometida a la red de alcantarillado), de los hogares y calefacciones, de lavaderos, mataderos y de la escorrentía superficial en colectores unitarios.

Las grasas han creado muchos problemas en la técnica de tratamiento de las aguas residuales, especialmente en los elementos y procesos siguientes:

- En rejillas finas causan obstrucciones que aumentan los gastos de conservación.
- En los decantadores forman una capa superficial que dificulta la sedimentación al atraer hacia la superficie pequeñas partículas de materia orgánica.
- En la depuración por el sistema de lodos activados dificultan la correcta aireación disminuyendo el coeficiente de transferencia al 55-70% al subir las grasas de 0 a 70 mg/l, y participan en la producción del fenómeno de "bulking".
- Perturban el proceso de digestión de lodos.
- La D.Q.O. se incrementa en un 20 a 30%, en mataderos por ejemplo de un 8 a un 15% por las grasas contenidas en los vertidos.

Las cantidades de grasas incorporadas en las aguas residuales son muy variables, pero, para aguas urbanas, pueden considerarse unas cifras de 24 g por habitante y día, o bien el 28% de los sólidos en suspensión.

La solución para evitar la existencia de grasas en el alcantarillado sería la instalación de cámaras de desengrasado en todos los establecimientos donde se produzcan.

SEPARADORES DE GRASAS

Para la industria petrolera la tecnología convencional de los sistemas de flotación para la separación de aceites y sólidos en suspensión en agua fueron desarrollados originalmente por la industria del petróleo. Para tratar las aguas residuales de la industria del petróleo se emplean tres tipos de separadores: API, PPI y CPI.

La función principal de los separadores API (siglas de American Petroleum Institute) es separar el aceite libre del agua residual, pero como no es capaz de separar sustancias solubles ni de romper emulsiones, nunca debe emplearse en dichas funciones. Sin embargo, lo mismo que en cualquier otro equipo de sedimentación, a la vez que el aceite se separa, se decantan los sólidos en suspensión. El diseño de los separadores se basa en la velocidad ascensorial de partículas esféricas de aceite de un diámetro de 0.015 cm. Para este tamaño de partículas el número de Reynolds es inferior a 0.5 y hay que aplicar la ley de Stokes. En la figura 7.20 puede verse un diagrama de un separador tipo API.

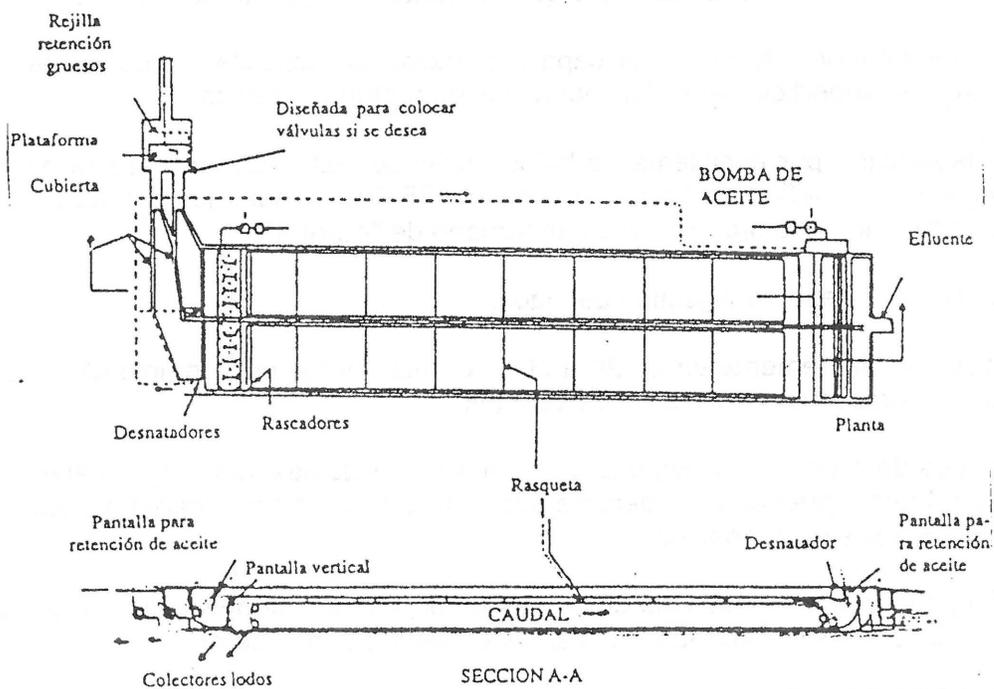


FIG. 7.20 ESQUEMA DE UN SEPARADOR API AGUA-ACEITE (MANUAL ON DISPOSAL OF WASTES-VOLUME ON LIQUID WASTES).

La tecnología avanzada ha mejorado el grado de depuración mediante separadores de agua-aceite más eficaces, PPI y CPI; y las unidades de flotación con aire.

En los separadores PPI(Paralele Plate Interceptor) las mejoras corresponden a la incorporación de placas paralelas inclinadas en los canales de un separador API convencional. De esta manera se consigue la separación de partículas de aceite menores de 150 μm , un rendimiento mayor, menos espacio y un costo menor que en el caso de un separador API. La figura 7.21 es el esquema de un separador PPI.

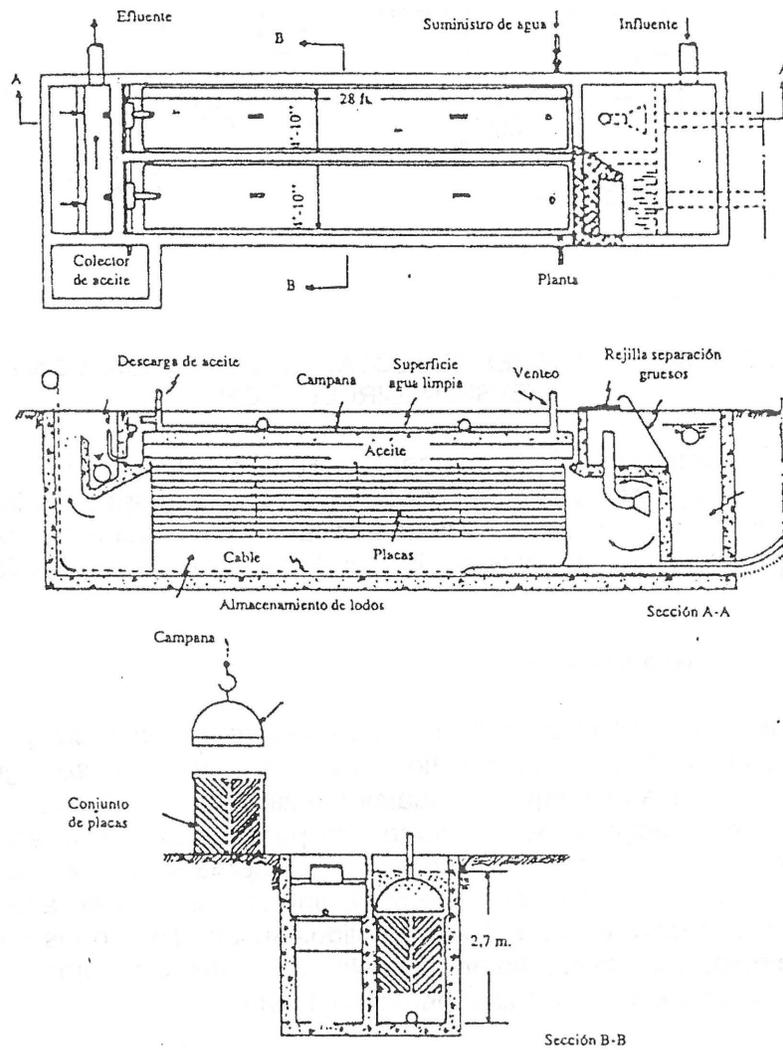


FIG. 7.21 ESQUEMA DE UN SEPARADOR PPI

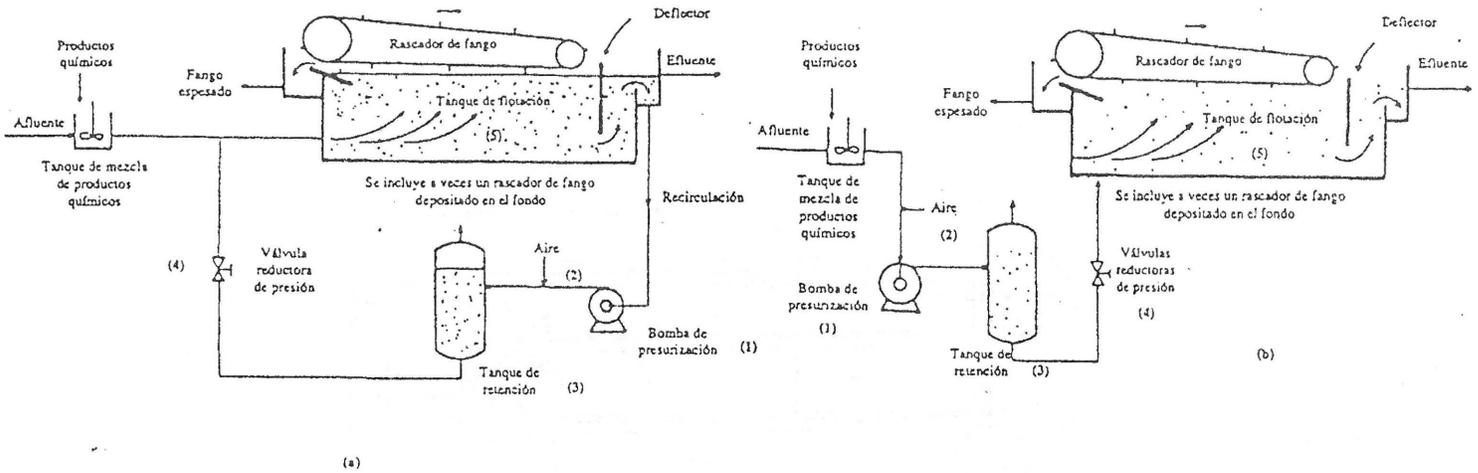


FIGURA 7.22 ESQUEMA DE TANQUES DE FLOTACIÓN CON AIRE (A) CON RECIRCULACIÓN, (B) SIN RECIRCULACIÓN

El separador CPI (Corrugated Plate Interceptor) representa un perfeccionamiento del PPI, emplea placas corrugadas con una inclinación de 45° con respecto a la horizontal en la dirección del flujo de agua residual. Además de las ventajas del PPI sobre el API, el CPI resulta más económico que el primero y los rendimientos en la separación de aceite son mayores.

Separadores con aire a presión.

Los sistemas de flotación con aire a presión permiten separar partículas sólidas o líquidas de baja densidad, de la fase líquida (fig. 7.22). La separación se logra introduciendo burbujas de un gas en la fase líquida (usualmente aire). La fase líquida se presuriza entre 2-4 atmósferas, en presencia de suficiente aire para lograr la saturación de aire en el agua. Entonces el líquido saturado de aire se despresuriza a la presión atmosférica mediante una válvula reductora de presión. Diminutas burbujas de aire se liberan de la solución debido a la despresurización. Los sólidos suspendidos o las partículas líquidas, como por ejemplo, de aceite, flotan por efecto de las diminutas burbujas de aire, ocasionando que se eleven hacia la superficie del tanque.

Los sólidos suspendidos concentrados se separan como natas de la superficie del tanque, por medio mecánicos. El licor clarificado se drena cerca del fondo y parte de él se puede recircular.

En el tratamiento de las aguas residuales, la flotación se emplea para los siguientes propósitos:

- 1) Separación de grasas, aceites, fibras y otros sólidos de baja densidad, en las aguas residuales.
- 2) Espesamiento de lodos de los procesos de lodos activados, y
- 3) Espesamiento de lodos químicos floculados, que resultan del tratamiento de coagulación química.

7.4 IGUALACION Y HOMOGENIZACION

Las plantas de tratamiento son diseñadas considerando que tanto el gasto como las concentraciones de contaminantes son constantes, sin embargo, existen variaciones en estos parámetros que influyen negativamente en las eficiencias de los diversos procesos. La uniformización del flujo (igualación o regularización) y de las concentraciones (homogenización), se usa para corregir estas variaciones, lo que permite tener un tipo de aguas residuales homogéneas y condiciones fisico-químicas, pH, temperatura, carga orgánica, etc. adecuados para los tratamientos posteriores.

La utilización de tanques de igualación después del tratamiento preliminar (cribado y remoción de arenas) permite la amortiguación de las variaciones de flujo y proporciona un caudal relativamente constante a los procesos y operaciones subsecuentes del sistema mejorando el grado de tratamiento.

Cabe mencionar que la igualación, no solamente amortigua las variaciones diarias de flujo, sino también la variación en las concentraciones de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y Sólidos Suspendidos durante el día. Además, puede mejorar significativamente el funcionamiento de las plantas existentes y cuando se trate de diseñar un nuevo sistema se reducirá el tamaño de las unidades de tratamiento agua abajo a ese punto.

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

LOCALIZACION

Los tanques de igualación pueden localizarse ya sea en la línea del tratamiento o en paralelo, fuera de ella.

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

El sistema colocado en línea, generalmente proporciona mayor amortiguamiento respecto a las concentraciones de DBO y SS que el sistema colocado en paralelo. Es recomendable construirlos después de rejillas y desarenadores.

El tanque de igualación tendrá fluctuaciones en el nivel de agua por lo que será necesario instalar equipos mecánicos de aeración para mantener mezclados los sólidos en suspensión y preservarlos en condiciones aerobias.

Dependiendo de las descargas de aguas residuales y sus variaciones, se puede diseñar el cárcamo de bombeo para que funcione como un tanque regulador.

DIMENSIONAMIENTO

El volumen requerido para la igualación del caudal se determina mediante la utilización de una curva de masas, en la cual, se gráfica el volumen acumulado del caudal del influente respecto a las diferentes horas del día.

El procedimiento para la obtención de los datos necesarios para el diseño de un tanque variable es el siguiente:

- 1) Determinar el flujo de las descargas, para conocer el patrón de flujo diario de las aguas residuales que se van a tratar.
- 2) Con los datos de flujo instantáneo se construye una gráfica de flujo instantáneo contra tiempo, (por un período de 24 horas) Fig. 7. 23
- 3) Determinar el volumen total diario del agua residual que se va a tratar.
- 4) Calcular el flujo promedio en l/min.
- 5) Hacer una gráfica del volumen acumulado contra el tiempo (de 0 a 24 h). Fig. 7.24 en esta gráfica la línea recta (a) que une el punto cero con el flujo máximo acumulado a las 24 h., representa la tasa constante del efluente homogéneo que sale del tanque (el volumen acumulado del efluente contra el tiempo). La curva (b) representa el flujo del influente acumulado en el tanque contra el tiempo. La curva (c) representa la diferencia entre los valores del recta (a) y la curva (b).

La máxima diferencia positiva entre la recta (a) y la curva (b) representa el nivel mínimo que llegará a tener el tanque. Así mismo la máxima diferencia negativa entre (a) y (b) representa el nivel máximo de agua que llegará a tener el tanque. De esta manera se sabe cuales son los niveles máximos y mínimos del agua en el tanque y el tiempo en que se presentan cada uno.

El valor que corresponde a la curva (c) en el tiempo cero indica el volumen de agua que deberá tener el tanque al iniciar la operación (tiempo cero), de tal manera que en el momento más desfavorable el nivel más bajo que se tenga sea cero, pero nunca valores negativos.

El valor máximo de la curva (c) representa el volumen que deberá tener el tanque de almacenamiento. Este valor es equivalente a la suma de las diferencias máxima positiva y la máxima negativa entre el flujo acumulado del efluente (a) y el flujo acumulado del influente (b). En la práctica la capacidad del tanque debe incluir un volumen de seguridad (al menos 10% del volumen calculado) para evitar que su nivel llegue a cero.

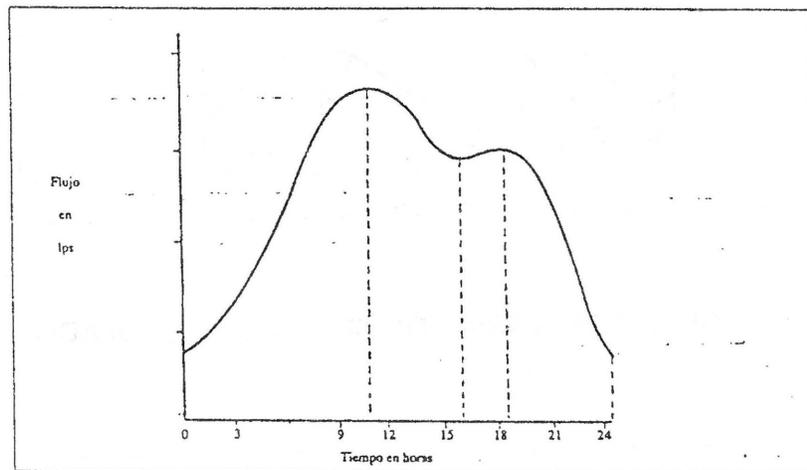


FIG. 7.23 VARIACIÓN DIARIA DEL GASTO EN LA DESCARGA DE UNA INDUSTRIA.

Para determinar el volumen, se traza una línea tangente a la curva de masas del influente en forma paralela a la línea que representa el flujo promedio diario. Por tanto, el volumen requerido es igual a la distancia vertical desde el punto de tangencia a la línea recta que representa el flujo promedio diario. En caso de que la curva de masas vaya por arriba de la línea del flujo promedio se deberán trazar dos líneas paralelas a la línea del flujo promedio y tangentes a los extremos de la curva de masas del influente. Ver figura 7.25B. En este caso, el volumen requerido es igual a la distancia vertical entre las dos líneas.

En la práctica, el volumen del tanque de igualación se incrementa de un 10 a un 20 por ciento respecto al calculado en la teoría para prever incrementos de flujo, espacio libre en los bordes, etc.

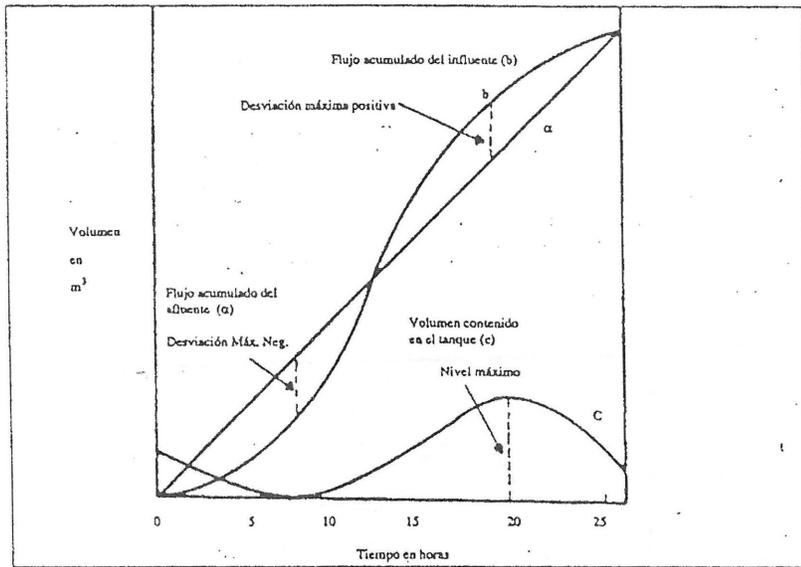


FIGURA 7.24. VARIACIÓN DE FLUJO ACUMULADO

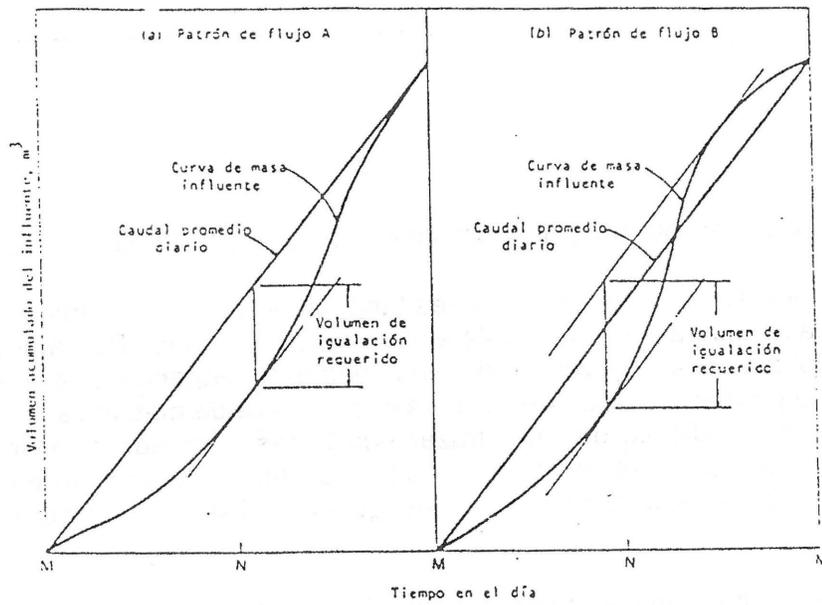


FIG. 7.25 CURVAS DE MASAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE IGUALACIÓN REQUERIDO PARA DOS PATRONES TÍPICOS DE FLUJO.

EJEMPLO

Utilizando los datos que aparecen en la tabla 7.9 determine: 1) el volumen de almacenamiento requerido para la igualación del caudal, y 2) el efecto de la igualación en la carga de la DBO.

Determinar el volumen requerido del tanque de igualación

- a) La primera etapa consiste en desarrollar la curva acumulada de masas del caudal de aguas residuales. Esto se realiza convirtiendo el caudal promedio durante cada intervalo de una hora a volumen en metros cúbicos, utilizando la siguiente expresión y posteriormente sumando en forma acumulada los volúmenes de cada hora.

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

Por ejemplo, para los tres primeros intervalos mostrados en la Tabla 7.9, los volúmenes horarios correspondientes son:

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

Para el intervalo 1 - 2:

$$V_{1-2} = (0.220 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0\text{h}) = 792 \text{ m}^3$$

El flujo acumulado, expresado en metros cúbicos al final de cada intervalo se determina como sigue:

Al final del primer intervalo M-1:

$$V_1 = 990 \text{ m}^3$$

Al final del segundo intervalo 1-2:

$$V_2 = 990 + 792 = 1782 \text{ m}^3$$

El flujo acumulado para cada uno de los intervalos horarios se calcula de manera similar y se reporta en la tabla 7.9

- b) La segunda etapa consiste en preparar una gráfica de los volúmenes acumulados del caudal. En la figura 7.26 se puede observar que la pendiente de la línea trazada del origen al punto final de la curva representa el valor del caudal promedio diario que en este caso es igual a $0.307 \text{ m}^3/\text{s}$.
- c) La tercera etapa consiste en determinar el volumen de almacenamiento requerido. Esto se realiza trazando una línea tangente a la curva de masas en forma paralela a la línea que representa el caudal promedio diario. El volumen requerido se representa mediante la distancia vertical existente entre el punto de tangencia y la recta que representa el caudal promedio diario. En nuestra caso, este valor es:

TABLA 7.9 DATOS DE CAUDAL Y DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO PARA DETERMINAR LOS EFECTOS DE LA IGUALACION DEL FLUJO DEL EJEMPLO

INTERVALO	CAUDAL PROMEDIO DURANTE EL INTERVALO m^3/s	VOLUMEN DEL CAUDAL DURANTE EL INTERVALO m^3	VOLUMEN ACUMULADO DE FLUJO AL FINAL DEL INTERVALO m^3	CONCENTRACION N PROMEDIO DE DBO EN EL INTERVALO mg/l (X_c)	CARGA DE DBO DURANTE EL INTERVALO kg/h
M-1	0.275	990	990	150	149
1-2	0.220	792	1782	115	91
2-3	0.165	594	2376	75	45
3-4	0.130	468	2844	30	23
4-5	0.105	378	3222	45	17
5-6	0.100	360	3582	60	22
6-7	0.120	432	4014	90	39
7-8	0.205	738	4752	130	96
8-9	0.355	1278	5030	175	223
9-10	0.410	1476	7506	200	295
10-11	0.425	1530	9036	215	329
11-N	0.430	1548	10584	220	341
N-1	0.425	1530	12114	220	337
1-2	0.405	1458	13572	210	306
2-3	0.385	1386	14958	200	277
3-4	0.350	1260	16218	190	239
4-5	0.325	1170	17388	180	211
5-6	0.325	1170	18558	170	199
6-7	0.330	1188	19746	175	208
7-8	0.365	1314	21060	210	276
8-9	0.400	1440	22500	280	403
9-10	0.400	1440	23940	305	439
10-11	0.380	1368	25308	245	335
11-M	0.345	1242	26550	180	224
Promedio	0.307	1106			213

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

- 2) Determinar el efecto del tanque de igualación en la carga de DBO. Existen varios métodos para hacer esto, sin embargo, posiblemente el más simple es el que consiste en hacer los cálculos necesarios iniciando con el intervalo horario en que el tanque de igualación se encuentra vacío. En nuestro caso, esto sucede a las 8:30 AM (ver figura 7.26). Por lo tanto, los cálculos necesarios se desarrollarán iniciando con el intervalo de las 8 a las 9 AM.
- d) El primer paso es calcular el volumen del agua en el tanque de igualación al final de cada intervalo de una hora. Esto se realiza restando el caudal horario regularizado del caudal del influente. El volumen correspondiente al caudal igualado o regularizado mostrado en la figura 7.23 para un intervalo de una hora es de 1106 m^3 ($0.307 \times 60 \times 60$), es decir $(26550 \text{ m}^3/\text{d})(1.0\text{h})/(24 \text{ h/d})$. Utilizando este valor, se calcula el volumen en almacenamiento mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

V_{sc} = Volumen almacenado al final del intervalo en estudio.

V_{sp} = Volumen almacenado al final del intervalo previo.

V_{ic} = Volumen del influente durante el intervalo en estudio.

V_{oc} = Volumen del efluente durante el intervalo en estudio.(igualado)

Es decir, utilizando los datos de la tabla 7.9 el volumen de igualación para el intervalo de las 8 a las 9 es:

$$V_{sc} = 0 + 1278 - 1106 = 172 \text{ m}^3$$

Para el período de las 9 a las 10 es:

$$V_{sc} = 172 + 1476 - 1106 = 542 \text{ m}^3$$

El volumen de almacenamiento para cada intervalo horario se ha calculado de manera similar y se reporta en la tabla 7.10

- b) El segundo paso consiste en calcular la concentración promedio de DBO que sale del tanque de almacenamiento. Esto se realiza mediante la expresión que se presenta a continuación, la cual, se basa en suponer que el contenido del tanque de igualación está completamente mezclado:

$$X_{oc} = \frac{[(V_{ic})(X_{ic}) + (V_{sp})(X_{sp})]}{(V_{ic} + V_{sp})}$$

Donde:

X_{oc} = Concentración promedio de DBO en la salida (efluente) del tanque de almacenamiento durante el intervalo en estudio, mg/L.

V_{ic} = Volumen de agua residual del influente durante el intervalo analizado, m^3 .

X_{ic} = Concentración promedio de DBO en el volumen de agua residual del influente, mg/L.

V_{sp} = Volumen del agua residual en el tanque de almacenamiento en el intervalo previo, m^3 .

X_{sp} = Concentración de DBO en el agua residual en el tanque de almacenamiento al final del intervalo previo.

Utilizando los datos proporcionados en la tabla 7.10 se calcula la concentración del efluente de la siguiente manera:

Para el período de 8 a 9:

$$X_{oc} = [(1278 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/l}) + (0)(0)] / (1278 \text{ m}^3 + 0) = 175 \text{ mg/l} + (0)$$

Para el período de 9 a 10:

$$X_{oc} = [(1476 \text{ m}^3)(200) + (172 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/l})] / (1476 + 172) \text{ m}^3 = 197 \text{ mg/l}$$

Todos los valores de concentración se calculan de manera similar. Los resultados se reportan en la tabla 7.10

c) El tercer paso consiste en calcular la carga horaria utilizando la siguiente expresión:

$$\text{Carga, kg/h} = [(X_{oc}, \text{ g/m}^3)(q_i, \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})] / 1000 \text{ g/Kg}$$

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

$$\text{Carga, kg/h} = [(175 \text{ g/m}^3)(0.355 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})] / 1000 \text{ g/Kg} = 193 \text{ Kg/h}$$

Los valores para los intervalos restantes se presentan en la Tabla 7.10 y los valores sin igualación del flujo se reportan en la tabla 7.9

d) El efecto de la igualación del flujo puede mostrarse gráficamente, trazando la curva de carga de DBO con igualación y la curva de carga normal. Ver Figura 7.27.

TABLA 7.10 TABLA DE CALCULO PARA LA DETERMINACION DE LOS VALORES DE LA CARGA DE DBO HOMOGENIZADA DEL EJEMPLO.

INTERVALO	Vic VOLUMEN DEL CAUDAL DURANTE EL INTERVALO m ³	Vsc Y Vsp VOLUMEN ALMACENADO AL FINAL DEL INTERVALO m ³	Xic, Xsp CONCENTRACION PROMEDIO DE DBO DURANTE EL INTERVALO mg/l	Xoc CONCENTRACION DE DBO HOMOGENIZADA DURANTE EL INTERVALO mg/l	CARGA DE DBO HOMOGENIZADA DURANTE EL INTERVALO kg/h
8-9	1278	172	175	175	193
9-10	1476	542	200	197	218
10-11	1530	966	215	210	232
11-N	1548	1408	220	216	239
N-1	1530	1832	220	218	241
1-2	1458	2184	210	214	237
2-3	1386	2464	200	209	231
3-4	1260	2618	190	203	224
4-5	1170	2680	180	196	217
5-6	1170	2746	170	188	208
6-7	1188	2828	175	184	203
7-8	1314	3036	210	192	212
8-9	1440	3370	280	220	243
9-10	1440	3704	305	245	271
10-11	1368	3966	245	245	271
11-M	1242	4102	180	230	254
M-1	990	3986	150	214	237
1-2	792	3672	115	196	217
2-3	594	3160	75	179	198
3-4	468	2522	50	162	179
4-5	378	1794	45	147	162
5-6	360	1048	60	132	146
6-7	432	374	90	119	132
7-8	738	0	130	126	139
PROMEDIO					213

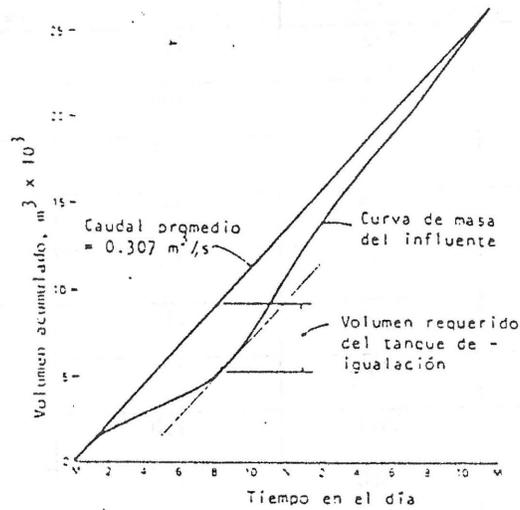


FIGURA 7.26 CURVA DE MASAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE IGUALACIÓN DEL EJEMPLO.

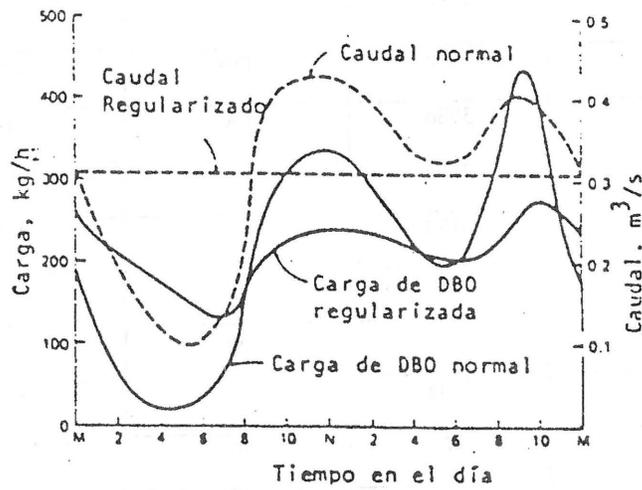


FIGURA 7.27 GRAFICACIÓN DE LOS VALORES DE CAUDAL Y CARGA DE DBO NORMALES Y CORREGIDOS POR IGUALACIÓN DEL FLUJO DEL EJEMPLO.

7.5 PRECLORACION Y PREAERACION

PRECLORACION.

A pesar de que el principal uso de la cloración en el tratamiento de las aguas residuales es con propósitos de desinfección, también se emplea con otros propósitos. La práctica de aplicar cloro en los primeros pasos de la planta se conoce como precloración y es usada principalmente para el control de olor, corrosión, septicidad y como ayuda en la remoción de grasa.

Control de olor. El olor que mas prevalece y mas ofensivo es el que resulta del sulfuro de hidrógeno (H_2S) que se produce por la descomposición de los compuestos de azufre. Esta comprobado que si el sulfuro de hidrógeno es controlado o destruido, los olores procedentes de otros procesos de putrefacción son controlados en forma similar. Sin embargo la destrucción de los sulfuros es seguido por la solubilización de metales pesados en las aguas residuales y puede causar problemas en las plantas que utilizan digestión anaerobia y en la sedimentación primaria.

La reacción de cloro gas con el agua es rápida.



Con un pH de 5 la cantidad de solución de ácido hipocloroso ($HOCl$) es aproximadamente el 100%. Si se le agrega sulfuro de hidrógeno tenemos:



Control de corrosión. El H_2S no solo produce olores desagradables, también puede causar una corrosión devastadora en las estructuras de concreto, el H_2S que se produce en las aguas residuales reacciona con el oxígeno en presencia de bacterias oxidantes y la atmósfera húmeda arriba de la superficie del liquido para producir ácido sulfúrico que se condensa en los muros del alcantarillado, muros mojados y otras estructuras. Este ácido es tan fuerte para destruir, inclusive, las mejores mezclas de concreto. Al remover el H_2S mediante la cloración, se controla la fuente primaria de olor y corrosión. El cloro puede ser utilizado en forma efectiva para prevenir la formación de hidrógeno de sulfuro al aplicarlo en los cárcamos húmedos al final del emisor, justo antes de las estaciones de bombeo. El punto de aplicación en un emisor es de por lo menos 10 diámetros aguas arriba del punto de descarga para lograr la mezcla y tiempo de reacción.

Prevención de septicidad. Todos los procesos en los tratamientos biológicos son mas eficientes cuando el influente de las aguas residuales son mas frescas o recientes. La eficiencia del tratamiento se puede afectar adversamente si las aguas residuales llegan sépticas. La precloración se puede usar para prevenir el proceso séptico manteniendo el influente en condiciones frescas. Generalmente la dosis de cloro utilizada para el control de olores también controlará la septicidad.

Remoción de grasa. Muchas plantas de tratamiento tienen problemas por las altas concentraciones de grasa en el influente. La precloración ha tenido varios grados de éxito para remover la grasa. El cloro puede aplicarse como una solución antes del tanque primario o después del sedimentador primario antes de los tanques de aeración. Con

frecuencia una pequeña cantidad como 2 a 4 mg/lit es suficiente para traer un aumento en la remoción de grasa.

La cloración con aeración es mas efectivo para remover la grasa que únicamente con cloración. Para este método de tratamiento el gas cloro se mezcla con el aire que se agrega en los tanques de aereación. También se puede utilizar el equipo convencional de cloración.

PREAEREACION

La aereación de las aguas residuales previo al sedimentador primario se ha practicado desde hace 50 años en los Estados Unidos, sin embargo su uso no se ha extendido, se ha limitado un poco a ciertos problemas en el tratamiento de las aguas residuales. Su uso inicialmente para el control de olores, y para prevenir la septicidad, como preaereación se ha extendido mas y cuando se utilizaron períodos mas largos de aereación, se obtuvieron beneficios adicionales. La preaereación se utiliza ahora para llevar a cabo uno o mas de los siguientes objetivos.

1. Control de olores
2. Separación de grasas y remoción de arenas
3. Prevención de septicidad
4. Separación de arenas
5. Floculación de sólidos
6. Mantener el oxígeno disuelto en los tanque de tratamiento primario en flujo lento
7. Incrementar la remoción de DBO y SS
8. Minimizar depósitos de sólidos en los muros y el piso de los cárcamos húmedos.

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 8 SEDIMENTADORES

- 8.1 GENERALIDADES
- 8.2 APLICACIONES
- 8.3 TIPO DE TANQUES
- 8.4 TIPOS DE SEDIMENTACION
- 8.5 CARACTERISTICAS FISICAS
- 8.6 FACTORES BASICOS DE DISEÑO
- 8.7 ESTUDIOS CON TRAZADORES

8.1 GENERALIDADES

La sedimentación es la separación de partículas suspendidas mas pesadas que el agua, mediante la acción de la gravedad. El proceso de sedimentación se basa en la diferencia de gravedad específica entre el material sedimentable y el agua, por consiguiente cualquier factor que afecte tal característica afectará la velocidad de sedimentación.

Cuando en un agua residual los sólidos se separan mediante la acción de la gravedad y la agregación natural de las partículas, la operación recibe el nombre de "sedimentación simple". Si se agregan productos químicos o de otra naturaleza para provocar o favorecer la agregación y asentamiento de la materia finamente dividida y sustancias coloidales, la operación recibe el nombre de coagulación". En el caso de agregar productos químicos para separar de la solución las impurezas disueltas, la operación se describe como "precipitación química"

De forma genérica se denominan sedimentadores a los dispositivos (tanques) utilizados para la separación de partículas que no son retenidos en rejillas (cribas) y desarenadores. Dichas partículas tienen generalmente densidades relativas cercanas a 1g/cm^3 y su velocidad de sedimentación es baja comparada con la arena. Para su separación se requieren tanques relativamente grandes, con volúmenes que proporcionen tiempos de retención hidráulica de hasta varias horas.

Los sedimentadores primarios se utilizan para remover sólidos sedimentables previamente a otros tratamientos. Cuando se combina con tratamientos químicos y floculación, las unidades de tratamiento primario pueden remover fosfatos solubles y otros sólidos disueltos e incrementar la remoción de sólidos suspendidos.

Los sedimentadores intermedios o finales se usan para remover sólidos sedimentables producidos en los procesos de tratamiento biológico. Los tanques sedimentadores también se usan para remover sólidos sedimentables que puedan resultar de un tratamiento terciario.

El primero en hacer postulado teórico de que el grado de separación de sólidos es independiente de la profundidad del tanque fue Hazen (1904) e hizo las siguientes consideraciones:

1. El sedimentador se divide en 4 zonas:
 - Zona de entrada;
 - Zona de sedimentación;
 - Zona de salida;
 - Zona de lodos.
2. La trayectoria de flujo es horizontal. La dirección y velocidad son iguales en la zona de sedimentación.
3. La concentración de sólidos es homogénea a todo lo ancho de la zona de entrada.
4. Todas las partículas suspendidas conservan su forma, tamaño y otras características durante el proceso de sedimentación. Lo anterior implica que no hay interferencias y que todas las partículas conservan su velocidad.
5. Se considera que una partícula ha sedimentado cuando toca el piso.

Ninguna de dicha consideración es completamente válida en un tanque sedimentador real, tienen valor a nivel teórico que ayuda a explicar el fenómeno.

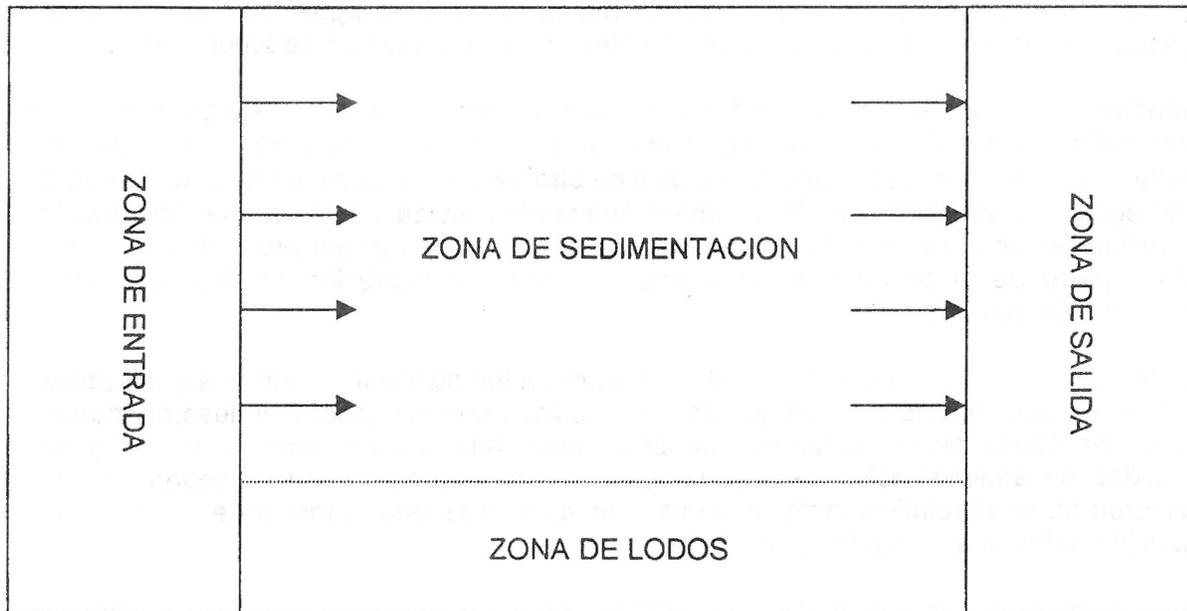


Figura 8.1 Zonas de un tanque sedimentador

Como consecuencia de la reducción de sólidos suspendidos el tratamiento primario da origen a una reducción de la DBO asociada con los sólidos suspendidos que son retirados.

La depuración primaria (sedimentación) puede utilizarse como operación única de un proceso de depuración si las condiciones de vertido al cauce lo permiten; o si razones técnicas o económicas aconsejan un desarrollo en etapas en las que se considera la construcción inicial de un tratamiento primario. Al mismo tiempo que permite una solución provisional y limitada del problema, da la posibilidad de un mayor y más exacto conocimiento del vertido y las necesidades exactas de corrección para el diseño de la segunda etapa.

Lo normal es que la depuración primaria forme parte de un proceso con otras operaciones y procesos unitarios, para alcanzar los resultados previstos con el mejor rendimiento económico de todo el sistema. En esta hipótesis, la depuración primaria se coloca a continuación del pretratamiento y antes del proceso biológico. Su función básica es reducir la carga contaminante y la eliminación de material inerte (inorgánico), mejorando el rendimiento y las condiciones de funcionamiento de los procesos posteriores.

Los tipos posibles a incluir como depuración primaria pueden concretarse en la tabla 8.1.

Tipos de sólidos en suspensión.

Entre los sólidos en suspensión en las aguas residuales, los hay granulares y grumosos. Los granulares sedimentan con velocidad uniforme e independiente unos de otros. Los grumosos, constituidos por partículas, que se unen unas a otras para sedimentar, forman floculos o grumos, que adquieren mayor velocidad de descenso.

La American Water Works Association ha deducido una tabla de valores hidráulicos de sedimentación, que figura en la tabla 8.2.

Tabla 8.1

Actuando sobre partículas de densidad mayor que uno
Decantación Natural Floculación Natural-Decantación Floculación Química-Decantación = Tratamiento Físico-Químico
Actuando sobre partículas de densidad menor que uno
Flotación Natural Flotación Aireada Flotación por Aire Disuelto (D.A.F.)

Tabla 8.2 Velocidad de sedimentación y tiempo para diversas partículas.

Diámetros de partículas en mm	Orden de magnitud	Velocidad de sedimentación mm/seg	Tiempo necesario para decantar un metro
10	Gravilla	1,000	1 segundos
1	Arena gruesa	100	10 segundos
0,1	Arena fina	8	2 minutos
0,01	Cieno	0,147	2 horas
0,001	Tamaño de bacterias	0,00154	7,5 días
0,0001	Tamaño de partículas de arcilla	0,0000154	2 años
0,00001	Tamaño de partículas de coloides	0,000000154	206 años

FAIR ha deducido las velocidades de sedimentación de partículas de diversas densidades, en función de sus distintos diámetros y para una temperatura de 10° C. Se indica a continuación un resumen de los resultados obtenidos:

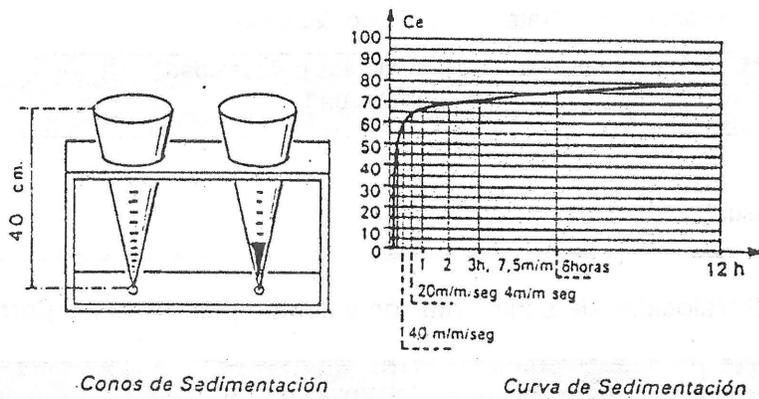
Tabla 8.3 Sedimentación de partículas según FAIR

Diámetro (mm)	1,0	0,5	0,2	0,1	0,005	0,001	0,005
Arena de cuarzo (m/h)	502	258	82	24	6,1	0,3	0,06
Carbón (m/h)	152	76	26	7,6	1,5	0,08	0,015
Materias en suspensión en el agua residual doméstica (m/h)	122	61	18	3,0	0,76	0,03	0,006

Los pesos específicos, adoptados en el cálculo de los anteriores valores, son $2,65 \text{ Kg/dm}^3$ para la arena de cuarzo, 1.5 para el carbón y 1,2 para las materias en suspensión del agua residual urbana.

Materia sedimentable y eficacia de la sedimentación.

Se denomina materia sedimentable a aquella que se deposita en un cono de ensayo de 40 cm de altura al cabo de dos horas. Y eficacia de sedimentación al porcentaje sobre dicho fango sedimentable al cabo de cierto tiempo.



Las probetas cónicas son de un litro de capacidad y graduadas en centímetros cúbicos a partir de su parte inferior.

El porcentaje de decantación se calcula por la fórmula:

$$100 [(a - b) / a]$$

donde:

- a = sólidos sedimentables en el agua bruta
- b = sólidos sedimentables en el efluente

Todos ellos determinados en las dos horas citadas

Examinando detenidamente la curva de sedimentación a gran escala puede advertirse que, al llegar a la hora de reposo, el coeficiente de eficacia, C_e , es de 0,90 a 0,95 de la sedimentación. Es decir que el aumentar el tiempo por encima de una hora no compensa el incremento de rendimiento en la sedimentación.

8.2 APLICACIONES

Potabilización del agua, tratamiento de aguas residuales, tratamiento avanzado de agua.

- Aplicaciones en potabilización del agua:
 - a) Sedimentación simple de aguas superficiales previa al tratamiento de clarificación.
 - b) Sedimentación de agua coagulada y floculada antes de la filtración rápida en lechos granulares.
 - c) Sedimentación de agua coagulada y floculada en el proceso de ablandamiento química del agua.
 - d) Sedimentación de precipitados de hierro y manganeso.
- Aplicaciones en tratamiento de aguas residuales:
 - a) Remoción de arenas, arcillas y limos.
 - b) Remoción de sólidos suspendidos en clarificadores primarios.
 - c) Remoción de flóculos biológicos en plantas de tratamiento mediante lodos activados.
 - d) Remoción de humus en plantas de tratamiento mediante procesos biológicos de contacto (filtros percoladores, biodiscos).
- Aplicaciones en tratamiento avanzado de agua:
 - a) Remoción de flóculos coagulados químicamente antes de la filtración.
 - b) Remoción de moléculas

Los principios básicos del proceso de sedimentación son los mismos para cualquier tipo de aplicación.

Los tanques se construyen comúnmente de concreto reforzado, sin embargo también los hay metálicos.

8.3 TIPOS DE TANQUES

Secciones: circular, cuadrada o rectangular.

- Tanques circulares:
 - Diámetro: 4.5 m a 120 m. (10 m. - 45 m usualmente)
 - Profundidad: 1.8 m. a 4.8 m. (3m. - 4.2 m. usualmente)
 - Bordo libre: 0.3 m. a 0.75 m.
 - Diseño estándar : Con intervalos de diámetro de 1.5 m. con el fin de acomodar los mecanismos de remoción de lodos.
- Tanques cuadrados:
 - Lados de 10 m. a 60 m. y profundidades de 1.8 m a 5.7 m.
 - Bordo libre: 0.3 a 0.75 m.
 - Intervalos de los lados: 1.5 m.

- Tanques rectangulares:

Tipos de mecanismos de limpieza de lodos:

- a) Rastras por medio de cadenas y catarinas
- b) Rastras soportadas por un puente viajero
- c) Sistema de vacío montada en un puente viajero

Dimensiones de los tanques de acuerdo con el tipo de mecanismos de limpieza de lodos:

- a) Ancho: De 1.5 m a 6 m.
Longitud: Hasta 75 m.
Profundidad: mayor de 1.8 m.

Se pueden emplear anchos mayores hasta 30 m. instalando 4 o 5 módulos separados por mamparas y con mecanismos individuales,

- b) Ancho: 3.5 m. a 36 m.
Longitud: 12 m a 90 m.
Profundidad: Mayor de 1.8 m.

Las rastras se pueden quitar para inspeccionarlas o repararlas sin drenar los tanques.

- c) Ancho: Hasta 36 m.
Profundidad: Mayor de 1.8 m.

Para condiciones de flujo turbulento.

8.4 TIPOS DE SEDIMENTACION

TIPO I Sedimentación libre de partículas discretas, no floculentas, en una suspensión diluida.

TIPO II Sedimentación de partículas floculantes en una suspensión diluida.

TIPO III Sedimentación de zona de partículas con concentración intermedia.

TIPO IV Sedimentación por compresión.

8.4.1 TIPO I.

Las partículas sedimentan como unidades separadas (partículas discretas) y aparentemente no hay interacción entre ellas, en general son sólidos en suspensión con una masa relativa mas grande y en suspensiones no muy concentradas. Se produce en los desarenadores y parcialmente en los sedimentadores primarios, así como en la precipitación química si no existe tratamiento primario.

Ejemplos: Sedimentación simple de aguas superficiales y de arenas.

Ecuaciones para el análisis:

General:

$$V_s = \sqrt{\left[\frac{4g}{3C_D} \right] \left[\frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \right] \cdot d} \quad (1)$$

Stokes

$$V_s = \frac{1}{18} \left(\frac{g}{\mu} \right) (\rho_s - \rho) \cdot d^2 \quad (2a)$$

ó

$$V_s = \frac{1}{18} \left(\frac{g}{\nu} \right) (S_s - 1) \cdot d^2 \quad (2b)$$

para condiciones de flujo laminar.

Flujo de transición:

$$V_s = 0.78 \left[(\rho_s - \rho) d^{1.6} \rho^{-0.4} \mu^{-0.6} \right]^{0.714} \quad (3)$$

Newton:

$$V_s = 1.82 \sqrt{g(S_s - 1) \cdot d} \quad (4)$$

para condiciones de flujo turbulento.

donde

V_s	velocidad de sedimentación de una partícula discreta.
C_D	coeficiente de arrastre, el cual es una función del número de Reynolds. (figura 8.2)
ρ_s	densidad de masa de la partícula
ρ	densidad de masa del líquido
S_s	densidad relativa partícula-líquido
μ	viscosidad absoluta (dinámica)
ν	viscosidad relativa (cinemática)
d	diámetro de la partícula
g	aceleración debida a la gravedad

flujo laminar

$$N_R < 1, C_D = 24 / N_R, N_R = \rho v d / \mu = v d / \nu$$

Dominan las fuerzas viscosas sobre las de inercia.

Flujo de transición

$$1 < N_R < 1000, C_D = 18.5 / (N_R)^{0.6}$$

ó

$$C_D = (24 / N_R) + (3 / \sqrt{N_R}) + 0.34 \text{ (Fair, Geyer y Okun)}$$

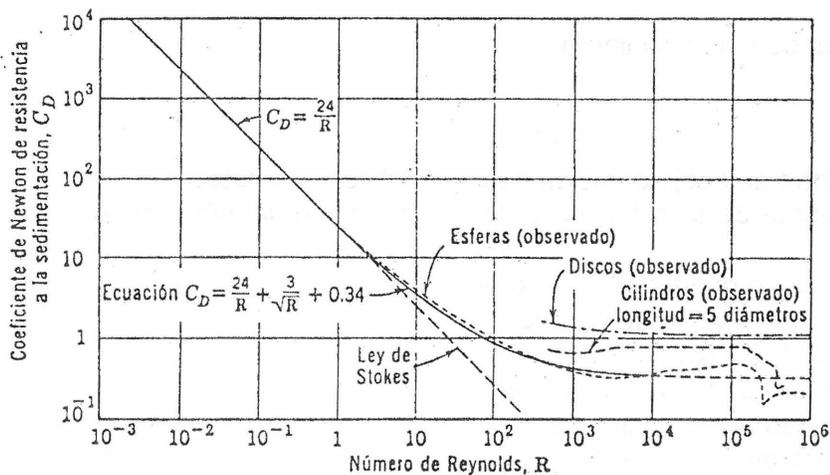


Fig. 8.2 Coeficiente de arrastre vs número de Reynolds para una esfera y otras formas

Las fuerzas viscosas y las de inercia tienen la misma importancia.

Flujo turbulento

$1000 < N_R < 25,000, C_R = 0.4$ (partículas esféricas)

Dominan las fuerzas de inercia sobre las viscosas

Se puede emplear la fig. 8.3 para obtener la velocidad de sedimentación en las tres regiones de flujo, a partir del diámetro, densidad y temperatura

8.4.1.1) Teoría del tanque ideal de Camp

Se basa en las hipótesis siguientes:

- a) La sedimentación de partículas es Tipo 1.
- b) El flujo se distribuye uniformemente a la entrada del sedimentador.
- c) El flujo se distribuye uniformemente a la salida del sedimentador.
- d) Zonas del tanque: entrada, sedimentación, lodos y salida.
- e) Hay una distribución uniforme de partículas en toda la profundidad de la zona de entrada.
- f) Las partículas que entran a la zona de lodos ahí permanecen.

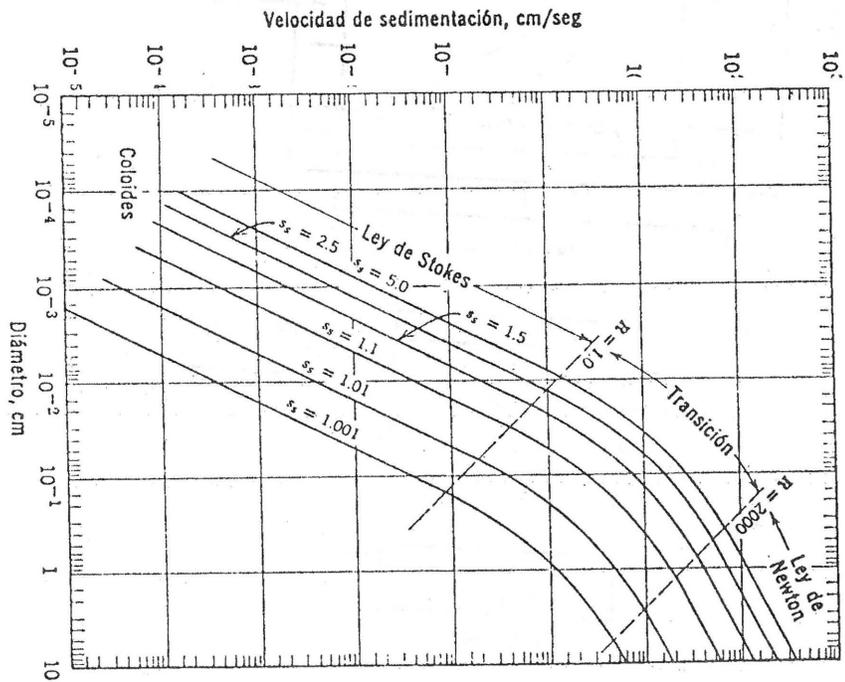


Figura 8.3 Velocidades de sedimentación creciente de partículas discretas esféricas en agua a 10°C. Para otras temperaturas multiplique los valores de Stokes por $v(1.31 \times 10^{-2})$ donde v es la viscosidad cinemática a la temperatura indicada.

En la fig. 8.4 aparece el diagrama de un tanque ideal rectangular, donde:

V_0 es la velocidad de sedimentación de la partícula de tamaño más pequeño que se remueve en un ciento por ciento

Cuando una partícula de este tamaño entra al tanque al nivel del espejo de agua (punto 1), tiene la trayectoria mostrada e intercepta la zona de lodos en el punto 2.

El tiempo de retención, t , es igual a

$$H/V_0 \tag{5}$$

Se puede exponer también como:

$$t=L/V \tag{6}$$

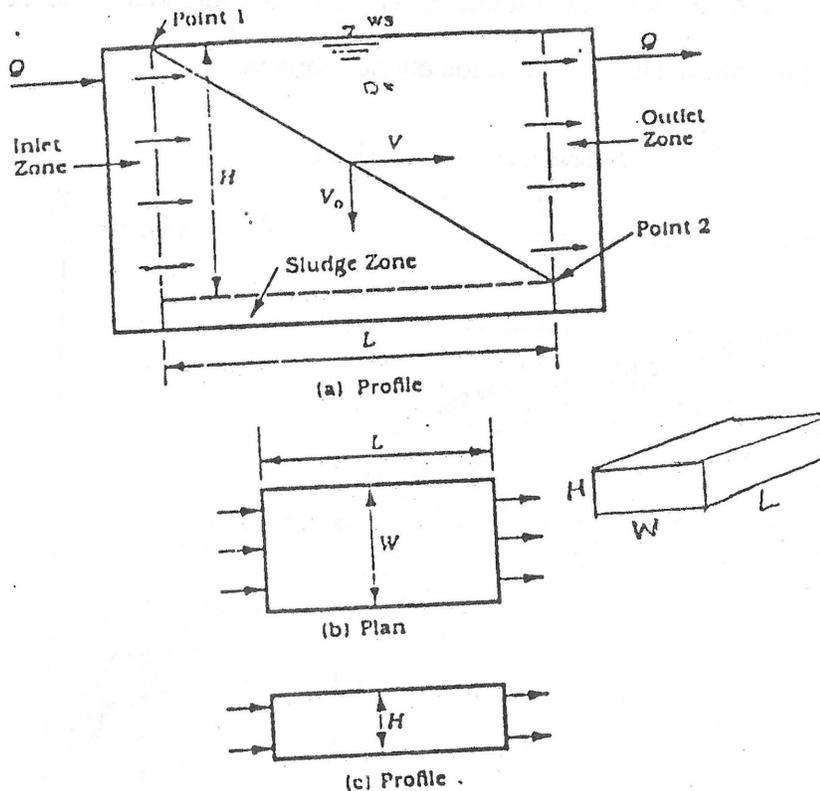


Figura 8.4 Tanque rectangular ideal

La velocidad horizontal, V es igual a

$$Q / HW \quad (7)$$

Combinando estas expresiones:

$$T = LWH / Q \quad (8)$$

Como LWH es el volumen del tanque,

$$T = Vol / Q \quad (9)$$

Igualando las ecs. (8) y (9)

$$LWH / Q = H / V_o$$

quedando:

$$V_o = Q / LW, \text{ o sea } V_o = Q / A_s = C_s = m^3 / \text{seg} \times m^2 \quad (10)$$

donde

A_s área superficial del tanque

La ec. (10) muestra que la tasa hidráulica (tasa de derrame o carga superficial) es equivalente a la velocidad de sedimentación de la partícula de tamaño mas pequeño que se remueve en un ciento por ciento.

o Tanque de sedimentación sección circular

En la Fig. 8.5 aparece el diagrama del tanque ideal de sección circular, donde:

$$V = Q / 2 \pi rH \quad (11)$$

$$dH / dr = V_o / V \quad (12)$$

quedando

$$dh / dr = 2 \pi r H V_o / Q \quad (13)$$

integrando:

$$\int_0^H dH = 2\pi H V_o / Q \int_{r_1}^{r_0} r \cdot dr \quad (14)$$

resolviendo la integral

$$H = 2\pi H V_o / Q \left[r^2 / 2 \right]_{r_1}^{r_0} \quad (15)$$

ó

$$H = \pi H V_o / Q (r_0^2 - r_1^2) = H a s V_o / Q$$

quedando

$$V_o = Q / A s \quad (16)$$

la ec. (16) es idéntica a la ec. (10) del tanque rectangular.

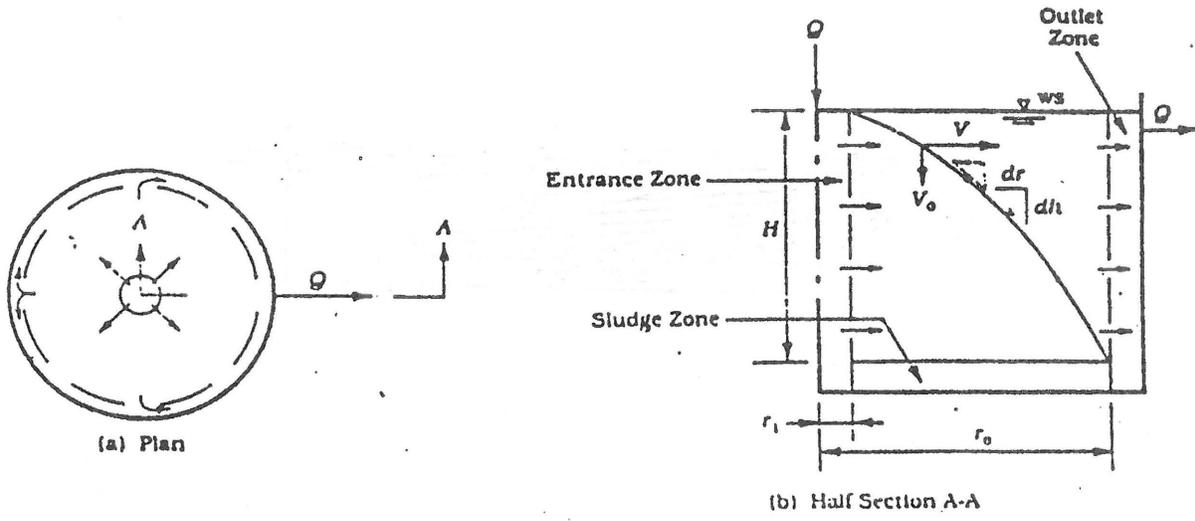


Figura 8.5 Tanque ideal circular

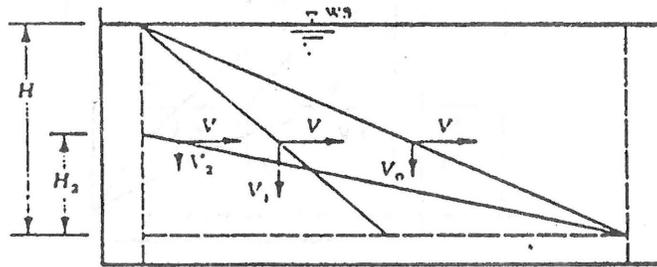


Fig. 8.6

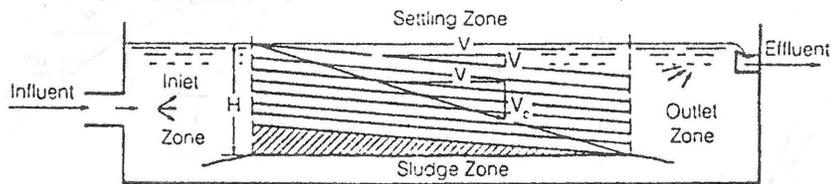


Fig. 8.6A

Half Section through an Ideal Circular Basin

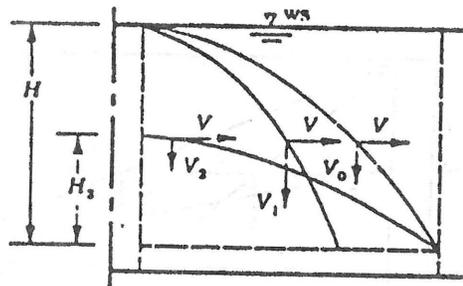


Fig. 8.7

Condiciones de sedimentación de otros tamaños de partículas.

En las figuras 8.6 y 8.7 se muestra que todas las partículas con una velocidad de sedimentación, V_1 , mayor que V_0 se removerán totalmente, dado que su trayectoria intercepta la zona de lodos. Las partículas con una velocidad de sedimentación, V_2 menor que V_0 se removerán en una proporción.

$$V_2 / V_0, \text{ o sea } R_2 = H_2 / H \tag{17}$$

En las suspensiones que se estudian en el tratamiento de agua se presenta, en general, una gran variedad de tamaños de partículas, por lo que se debe evaluar el rango completo de velocidades de sedimentación y por tanto la remoción total que se puede esperar para una tasa hidráulica (tasa de derrame o carga superficial) dada.

- Análisis experimental
 - Columna de sedimentación
 - Proceso cerrado (batch)
 - Suspensión homogeneizada.

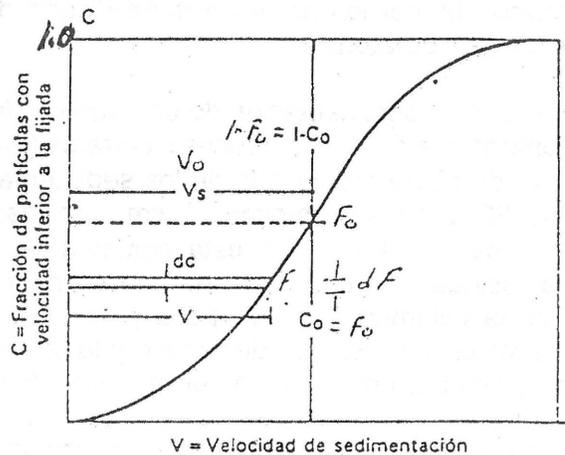


Fig. 8.8 Curva de sedimentación tipo I

Se toman muestras a varias profundidades y tiempos para determinar la concentración de sólidos. La interpretación de los datos dá como resultado una curva como la que aparece en la fig. 8.8. La fracción del total de partículas que se remueven a una velocidad V_0 es:

$$\text{Fracción removida} = (1 - F_o) + 1/V_o \int_0^{F_o} V dF \quad (18)$$

donde

$(1 - F_o)$ fracción de partículas con velocidad V mayor que V_o .

$1/V_o \int_0^{F_o} V dF$ fracción de partículas con velocidad V menor que V_o .

o Resumen

En la teoría del tanque de sedimentación ideal la remoción de sólidos suspendidos es una función de la tasa de derrame o la velocidad de sedimentación de diseño, V_o , el tiempo de retención, t , y la profundidad H .

4.2) Tipo II

Corresponde a la sedimentación de partículas floculentas en una suspensión diluida. Las partículas floculan durante la sedimentación, con lo que aumentan de tamaño y sedimentan a una velocidad mayor. La sedimentación primaria de aguas residuales y de aguas residuales coaguladas químicamente, son ejemplos de este tipo de sedimentación.

Dada la imposibilidad de adaptar una fórmula matemática para la sedimentación de aguas residuales, es preciso obtener los parámetros de diseño de los sedimentadores mediante ensayos y análisis de laboratorio.

Para evaluar las características de sedimentación de una suspensión floculante se deben realizar ensayos en columnas mediante un proceso cerrado (batch), se requiere una columna de sedimentación, de altura similar a la de los sedimentadores previstos, 2 a 3 metros y con diámetro de 20 cm, como mínimo 15 cm. con dispositivos de tomas de muestras cada 30 ó 50 cms.(Fig. 8.9). En esta columna se introduce el volumen correspondiente de agua residual manteniendo una concentración uniforme de sólidos suspendidos a lo largo de la columna, al inicio de la prueba; para que la prueba sea representativa se debe hacer en condiciones de reposo y la temperatura no debe variar en más de 1°C en la altura de la columna a fin de evitar corrientes de convección.

Se toman muestras en las distintas profundidades y a ciertos intervalos de tiempo, determinándose analíticamente los SS y la DBO. En cada profundidad de toma de muestras se encontrarán aquellas partículas cuya velocidad de caída sea inferior a h/t , siendo h la profundidad del punto de toma de muestra y t el tiempo de sedimentación.

Se calcula el porcentaje de sólidos suspendidos en cada muestra (SST), con respecto a la concentración inicial SST_o

Fracción de sólidos remanentes en suspensión para cada muestra:

$$X = SST / SST_0$$

en por ciento

$$Y = (SST / SST_0) \times 100$$

Fracción de sólidos removidos = $1 - X$; en por ciento $Z = 100 - Y$.

Los datos de porcentaje de remoción calculados en el laboratorio se muestran en la tabla 8.4

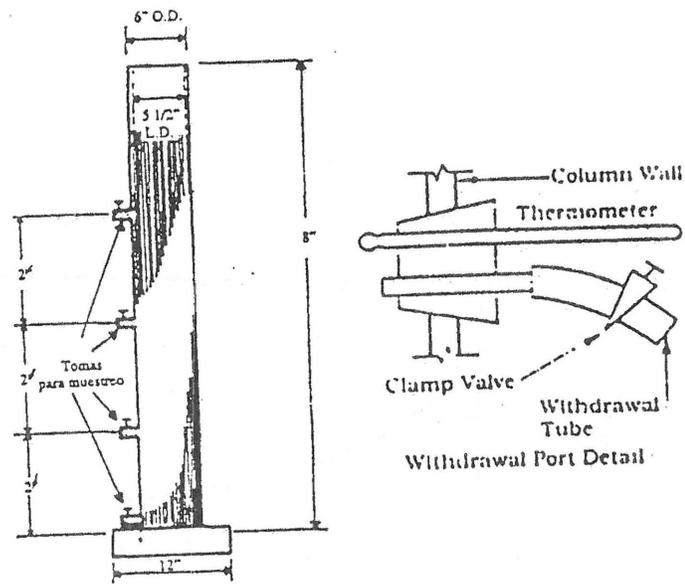


Fig. 8.9 Columna de sedimentación

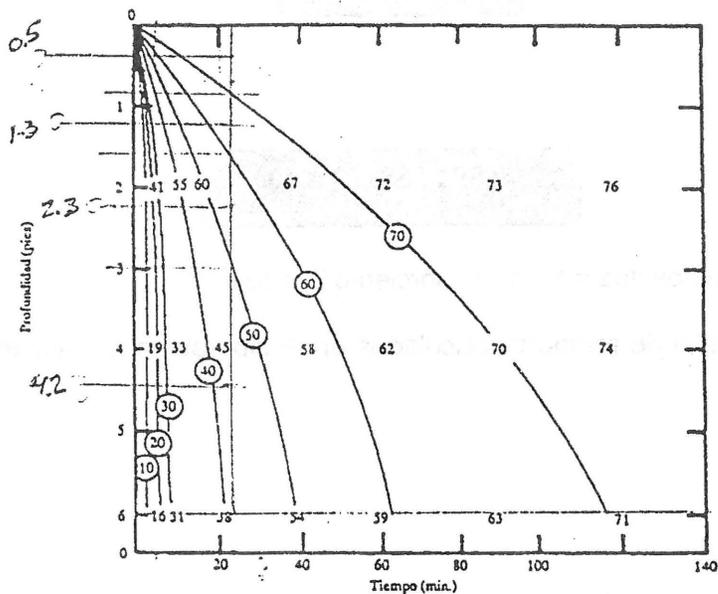


Fig. 8.10 Perfil de sedimentación

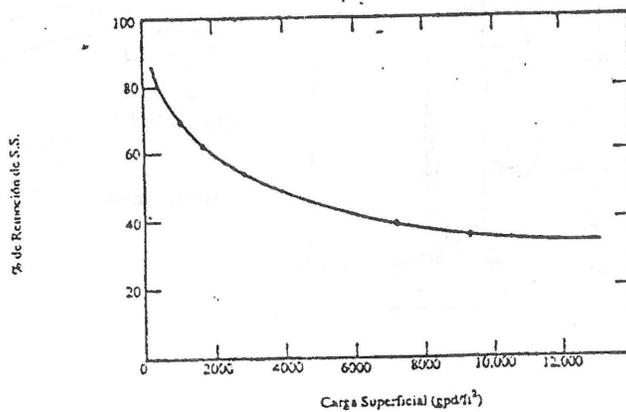


Fig. 8.11 Relación tiempo de retención-reacción

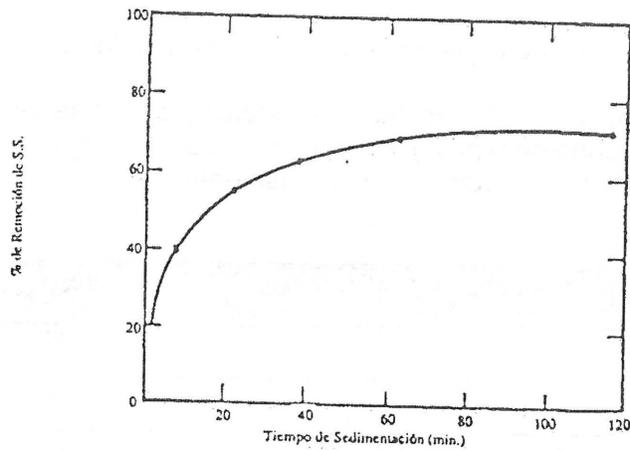


Fig. 8.12 Relación carga superficial-remoción sólidos

Tabla 8.4 Porcentaje de remoción

TIEMPO (MIN)	PROFUNDIDAD DE MUESTREO EN LA COLUMNA (PIES)		
	2	4	6
5	41	19	15
10	55	33	31
20	60	45	38
40	67	58	54
60	72	62	59
90	73	70	63
120	76	74	71

Los datos de porcentaje de remoción de la tabla 8.4 se grafican para construir el perfil de sedimentación que se muestra en la figura 8.10

En las ordenadas se indica la profundidad desde el nivel del agua hasta el fondo de la columna de 0 a 6 pies. En las abscisas se indica el tiempo en minutos desde el inicio de la prueba en que se toma la muestra para la determinación de la concentración inicial de sólidos SSTo los datos de la tabla 8.4 se indican en la gráfica, haciendo corresponder los valores de % de SST removidos para cada una de las profundidades a los diferentes tiempos. A partir de esos valores se dibujan las líneas del % de isoremoción.

Se calculan la velocidad de sedimentación, el % de remoción y la carga superficial para cada tiempo. Por ejemplo, para 23 minutos y 6 pies de profundidad, la velocidad de sedimentación V_s es igual a:

$$V_s = H / t = 6 / (23/60) = (6 \times 60) / 23$$

H es la profundidad a la cual se tomó la muestra y t el tiempo en que fue tomada.

$$V_s = (6 \text{ pies})(60 \text{ min}) / (23 \text{ min}) \text{ hora} = 15.6 \text{ pies/hora}$$

El porcentaje total de remoción de sólidos para 23 minutos y 6 pies se calcula tomando el % de remoción a la profundidad de 6 pies y se suman los porcentajes que corresponden a intervalos de 10 hasta llegar a la profundidad cero, así tenemos:

Porcentaje de remoción de sólidos	%
100% remoción del 40 %	40%
1er intervalo 4.2/6 (10)	7.0
2o. intervalo 2.3/6 (10)	3.8
3er. intervalo 1.3/6 (10)	2.3
4o. intervalo 0.5/6 (10)	0.9
Remoción total para 23 min	54%

La carga superficial CS en galones por día por pie cuadrado se calcula a partir de la velocidad de sedimentación V_s

$$CS = V_s(\text{pies/h} \times 24 \text{ h/día} \times 7.48 \text{ gal/pie}^3)$$

$$CS = 179 V_s$$

para 23 minutos tenemos:

$$V_s = 15.6 \text{ pi/h}$$

$$CS = 179.5 \times 15.6$$

$$CS = 2800 \text{ gal/día/pie}^2$$

De esta manera se calculan los valores correspondiente a cada tiempo, obteniendo los resultados que se muestran en la siguiente tabla.

Con los resultados de la tabla anterior, se grafican los valores de % de remoción contra carga superficial como se muestra en la figura 8.12. También se grafican el % de remoción de SS contra el tiempo de sedimentación como se muestra en la figura 8.11.

Los valores reales de diseño adoptados suelen ser los obtenidos en el laboratorio, multiplicando la carga superficial o tasas de derrame por un factor de 0.65 y el tiempo de retención por un factor de 1.75.

Tiempo (min)	Vs (pie/h)	% remoción de SS	CS (gdp/pie ²)
5	72.0	33	12,950
7	51.5	34	9,300
9	40.0	39	7,200
23	15.6	54	2,800
38	9.5	62	1,710
63	5.7	69	1,025
116	3.1	72	560

SEDIMENTACION PRIMARIA, TANQUES CIRCULARES.

Criterios de diseño

Carga Hidráulica Superficial	[1/seg-m ²]	[gpd/pie ²]
Aguas residuales crudas	.28 a .57	600 a 1,200
Aguas con flóculos de aluminio	.17 a .28	360 a 600
Aguas con flóculos de hierro	.25 a .38	540 a 800
Aguas con flóculos de cal	.25 a .57	540 a 1,200
Tiempo de retención [h]		1.5 a 3.0
Profundidad efectiva [m]		2.0 a 3.5
Carga hidráulica sobre los vertedores [1/seg-m]		1.44 a 4.31
Velocidad de los extremos de las rastras [cm/seg]		5.1 a 7.6
Pérdida total de carga hidráulica [m]		.6 a .9
Generación de lodos [%]		.25 a 2
Concentración de lodos [%]		3 a 6
Densidad relativa de los lodos		1.02 a 1.07

Eficiencia del proceso

La eficiencia de remoción en los sedimentadores circulares varía de 50 a 65% para sólidos sedimentables y de 25 a 35% para DBO. En aguas residuales de origen doméstico, la relación empírica entre eficiencias de remoción de sólidos y CHS se indica a continuación:

CHS [1/SEG/M ²]	.20	.30	.40	.50	.60
EFICIENCIA [%]	71	66	61	56	51

Consumo de energía

El consumo de energía en el proceso de sedimentación puede ser estimado con las siguientes ecuaciones:

- a.- Para una superficie total (S) menor a 155 m² : 7,500 Kw-h
- b.- Para una S de 155 a 1,550 m²: Energía = 3,241 * área^{0.1663}
- c.- Para una S mayor de 1,550 m² : Energía = 152.9 * área^{0.5818}

Algunos resultados de la aplicación de estas ecuaciones se muestran a continuación:

Area Total Sedimentadores m ²	Consumo de Energía Kw- h
100	7,500
200	7,822
500	9,109
1,000	10,222
1,500	10,935
2,000	12,733
2,500	14,498
3,500	17,634

SEDIMENTACION PRIMARIA TANQUES RECTANGULARES

Los principios generales del proceso de sedimentación son iguales a los de los tanques circulares. En los tanques rectangulares el influente es distribuido a la entrada de la unidad por medio de baffles verticales o vertedores sumergidos; el objetivo de estas estructuras es lograr una mejor distribución del influente a lo ancho de la unidad. El efluente se recolecta por medio de vertedores triangulares colocados en canaletas, frecuentemente en forma de peine o de dedos que se extiende de la pared final del tanque hasta un 20% de la longitud del mismo. En algunos casos se emplean baffles verticales antes de las canaletas recolectoras para evitar contracorrientes superficiales. Una ventaja de estos tanques es que su geometría permite un mejor aprovechamiento del terreno y una limitante es que las rastras de tracción transversal, empleadas en los tanques rectangulares, son más proclives a fallas mecánicas y estructurales que las rastras de los tanques circulares. En algunas ocasiones se han empleado tanques cuadrados con alimentación central, similares hidráulicamente en su funcionamiento a los tanques circulares, sin embargo, su práctica no se ha extendido entre otras razones por que su sistema de rastras tiende a tener más problemas que los de los tanques circulares o rectangulares y, dado que la longitud de canaletas perimetrales recolectoras por unidad de arco radial es mayor en las esquinas que en las partes centrales de los muros rectos, los lodos tienden a acumularse en las esquinas del fondo del tanque.

Criterios de diseño

Los sedimentadores rectangulares primarios se diseñan con una profundidad de 2 a 3.5 m. La relación largo-ancho es de 1.5 : 1 a 15 : 1. El largo mínimo recomendado es de 3 m. La velocidad mínima del agua en los canales de alimentación al sedimentador se recomienda de 30 cm/seg. Para lograr una mejor distribución del agua en la entrada al sedimentador se recomienda que la pérdida de energía del agua a su paso por los

orificios de entrada sea al menos 4 veces mayor que la energía cinética⁽¹⁾ del agua en el canal de alimentación. En sedimentadores rectangulares, con relaciones largo:ancho y longitudes acordes con las normas antes mencionadas, la carga hidráulica sobre los vertedores de recolección del efluente no afecta la eficiencia del proceso; cuando, esta carga es del orden de 85 a 520 m³/día-m.

El piso del sedimentador debe tener una pendiente de 1 % hacia las tolvas de recolección de lodos.

(1) Energía Cinética = $w * (u^2/2g)$

w = Peso del fluido

u = Velocidad media del fluido

g = Constante gravitacional

4.3) Tipos III y IV

La sedimentación tipo III o con interferencia comprende las partículas de concentración intermedia que se encuentran muy cercanas unas de otras lo que provoca que las fuerzas interpartículas interfieren la sedimentación de partículas vecinas. Las partículas permanece en una posición fija relativa una a otra y todas sedimentan con una velocidad constante. Como resultado, la masa de partículas sedimenta como una zona. En la parte superior de la masa que se asienta, se tiene una interfaz sólido-líquido entre las partículas y la zona clarificada (Ejemplo: clarificador final del proceso biológico de lodos activados).

La sedimentación tipo IV, o de compresión, corresponde a partículas que están a tan alta concentración que se tocan unas a otras y la sedimentación puede ocurrir solo por compresión de la masa (ejemplo: profundidades más bajas de un clarificador final del proceso biológico de lodos activados). Cuanto mayor sea la compresión, menor será el volumen de lodos que se obtenga.

La evaluación de la sedimentación de una suspensión de partículas floculentas que sigan un comportamiento tipo III o IV se hace mediante un cilindro graduado como se muestra en la figura 8.13 (a) y (b) (sistema cerrado).

La figura 8.14 (a) muestra una sección transversal de un clarificador circular final del proceso de lodos activados, donde se definen las clases de sedimentación que pueden ocurrir. La zona de agua clarificada usualmente es de 1.5 a 1.8 m de profundidad, y la profundidad total para la zona con interferencia, de transición, y de compresión, usualmente es de 1.5 a 2.1 m.

Las pruebas permiten obtener los parámetros básicos de diseño de sedimentadores. Para el caso de clarificadores finales se obtienen datos tanto de la clarificación del líquido como del espesamiento de lodos.

Los cilindros de prueba se equipan con un dispositivo de agitación lenta para simular la acción de arrastre de los limpiadores mecánicos de lodos. El equipo debe girar de 4 a 6 revoluciones por hora.

Considerando que con los resultados de una prueba se obtiene la curva de sedimentación de la figura 8.15, el área de un clarificador final se determina con el siguiente procedimiento:

- a) Se calcula la pendiente de la región de sedimentación con interferencia, V_o . Ésta es la velocidad de sedimentación requerida para clarificación.
- b) Se prolongan las tangentes desde la región de sedimentación con interferencia y desde la de compresión.
- Bisectar el ángulo formado y localizar el punto 1.
- c) Se traza una tangente a la curva en el punto 1.
- d) Conociendo la concentración inicial de los lodos, C_o y la altura inicial de los lados, H_o , se selecciona una concentración del bajo flujo para diseño, C_u , y se determina la altura de la interfaz, H_u .

Como $C_u H_u = C_o H_o$, entonces

$$H_u = C_o H_o / C_u$$

(19)

- e) Se traza una línea

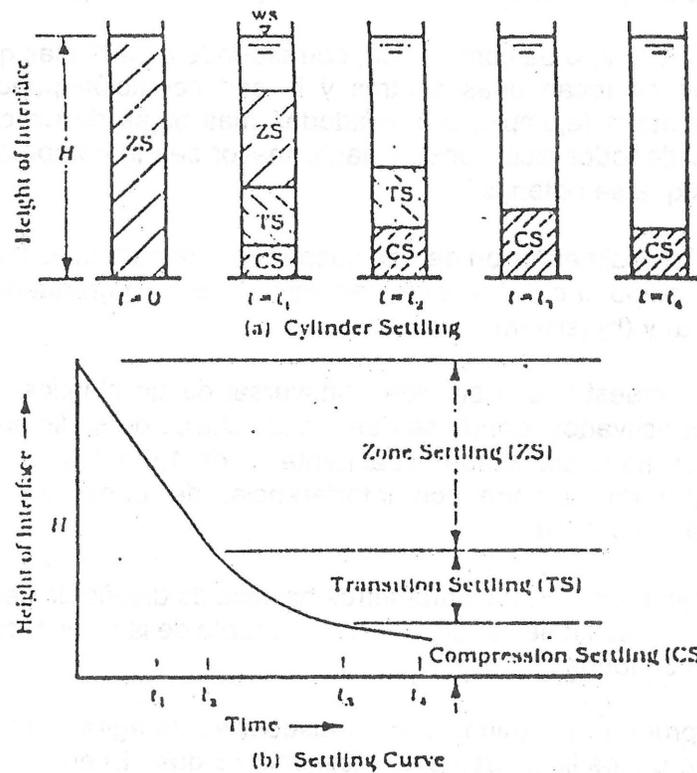


FIG. 8.13 Sedimentación de una suspensión concentrada

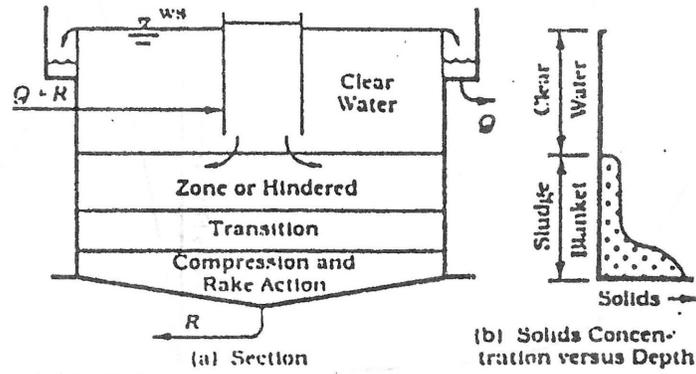


FIG. 8.14 Sedimentación secundaria para el proceso de lodos activados

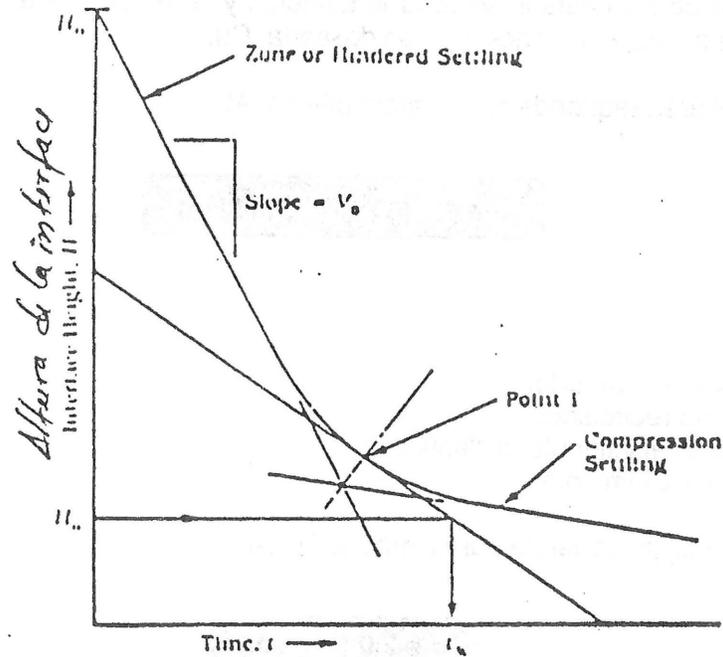


FIG. 8.15 Análisis de la curva de sedimentación en una suspensión concentrada, proceso batch.

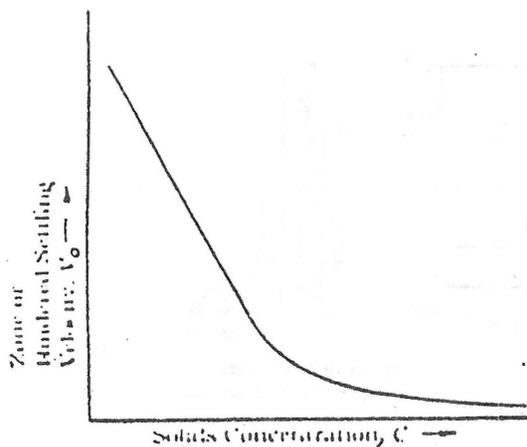


FIG. 8.16

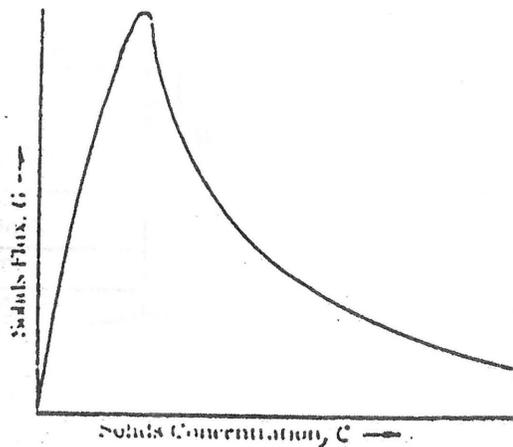


FIG. 8.17

horizontal a partir de H_u hasta intersectar la tangente y se determina el tiempo, T_u , que es el requerido para alcanzar la concentración deseada, C_u .

f) Determinar el área requerida para espesamiento, A_t .

$$A_t = 1.5 (Q + R) (t_u / H_o) \tag{20}$$

donde

- Q gasto influente al aerador
- R gasto de lodo recirculado
- (Q + R) gasto total influente al clarificador
- 1.5 factor de escalamiento

g) Determinar el área requerida para clarificación, A_c .

$$A_c = 2.0 (q / V_o) \tag{21}$$

donde
Q gasto efluente del clarificador final
2.0 factor de escalamiento

El área de control para el diseño del clarificador será la mayor de las dos áreas calculadas.

El diseño se hace con el gasto promedio diario, aunque se debe revisar el comportamiento del sedimentador para el gasto pico horario. De ser el caso, el área se debe calcular con este gasto.

SEDIMENTACION SECUNDARIA TANQUES CIRCULARES

Existen dos tipos de tanques circulares en la sedimentación secundaria: el alimentado por el centro y el alimentado por la periferia. Ambos utilizan un mecanismo para transportar y remover del tanque los lodos sedimentados. Los lodos últimos son acumulados por el mecanismo en una tolva, al centro del tanque, para ser finalmente removidos del mismo. El efluente se extrae a través de vertedores triangulares, localizados cerca del centro o del perímetro del tanque, según el tipo de sedimentador. El mecanismo de remoción del sobrenadante (desnatador) se localiza en la superficie del tanque. El uso más común de la sedimentación secundaria es para separar los sólidos de lodos activados que se encuentran en la mezcla, para producir sólidos concentrados como flujo de retorno requerido para mantener el tratamiento biológico y para permitir la sedimentación de sólidos producidos en el sistema de filtros percoladores de baja tasa.

Criterios de diseño

Aunque el diseño de los tanques de sedimentación secundaria es similar al de sedimentación primaria, los factores que se deben considerar en el diseño de estos tanques incluyen: tipo de tanque deseado, carga hidráulica superficial, carga de lodos, velocidad de flujo, localización de los vertedores, carga hidráulica sobre vertedores y recolección de material flotante. Los criterios de diseño recomendables se resumen en el siguiente cuadro:

* Las cargas de sólidos permisibles son generalmente gobernadas por las características del espesador de lodos, asociadas con la operación en climas fríos.

La tasa de recirculación de lodos en un proceso de lodos activados varía del 15 al 200 por ciento del flujo de agua a la planta, dependiendo de las modificaciones empleadas.

La longitud de los baffles no debe de exceder de 3 pies (91 cm) por debajo de la superficie del agua. Otros parámetros tipos de diseño son los siguientes:

Tipo de Tratamiento Previo	Carga Hidráulica [gpd/pie ²] [l/seg-m ²]		Profundidad [pies] [m]
	Media	Pico	
De filtros percoladores	400 a 600 .19 a .28	1000 a 1200 .47 a .57	10 a 12 3.0 a 3.7
De lodos activados (aire) (excepto aereación ext.)	400 a 800 .19 a .38	1000 a 1200 .47 a .57	12 a 15 3.7 a 4.6
De aereación extendida	200 a 400 .09 a .19	800 .38 a 50	12 a 15 3.7 a 4.6
De lodos activados (Oxígeno) con sed. primaria	400 a 800 .19 a .38	1000 a 1200 .47 a .57	12 a 15 3.7 a 4.6

Carga hidráulica sobre vertedores [gpd/pie] [l/seg-m]	10,000 a 30,000 1.44 a 4.31
Velocidad de flujo máxima en la vecindad de los vertedores [pies/hr] [cm/seg]	12 a 24 .10 a 0.20
Diámetro de los baffles en la entrada [por ciento del diámetro del tanque]	15 a 20

Eficiencias del Proceso

La concentración de lodos en el sedimentador de un sistema de lodos activados varía de 0.5 a 2.0 por ciento, dependiendo de las características de concentración y sedimentación de los lodos. Los sólidos suspendidos en el efluente del sistema varían comúnmente de 20 a 30 mg/l, aunque se ha reportado concentraciones de 11 a 14 mg/l.

Consumo de energía

El consumo de energía en el proceso de sedimentación secundaria se tiene en la operación de las bombas de lodos, las rastras de lodos y el mecanismo de remoción de material flotante. En el caso de lodos activados, se incluye el consumo de energía por la bomba de retorno de lodos. La energía requerida para vencer una pérdida de carga de 2 a 3 pies (60 a 90 cm) se puede estimar por la siguiente ecuación kWh/año = 1625 (mgal/d

de fujo de agua + Mgal/d de retiro de lodos) CDT a una eficiencia de 70 porciento. (CDT = Carga Dinámica Total).

SEDIMENTACION SECUNDARIA TANQUES RECTANGULARES

El diseño de sedimentadores secundarios es similar al de sedimentadores primarios, con la excepcion de que en el diseño de sedimentadores para lodos activados se deben de considerar grandes volúmenes de sólidos en el licor mezclado. Aún más, el licor mezclado, tiene la tendencia de fluir a la entrada del tanque como una corriente densa e interferir la separación de sólidos y el espesamiento de los lodos. Para manejar exitosamente estas características se deben de considerar los siguientes factores: (1) tipo de tanque deseado, (2) carga hidráulica superficial, (3) carga de sólidos, (4) velocidades del flujo, (5) localización de vertedores y cargas sobre vertedores, y (6) recolección de material flotante.

El influente del tanque es distribuido al influente de la unidad por medio de baffles y fluye a lo largo del tanque para salir sobre unos vertedores. La longitud máxima es de aproximadamente 300 pies y con profundidades de 12 a 15 pies (3.7 a 4.6). El equipo de remoción de sólidos consiste de un par de cadenas sin fin, con piezas de madera de 2 pulgadas (5 cm) de espesor y de 6 a 8 pulgadas (15 a 20 cm) de profundidad, localizadas a cada 10 pies (2 m). La velocidad lineal de las cadenas es de 2 a 4 pies/min (0.6 a 1.2 m/min). También, se utilizan rastras para la limpieza de los tanques fijadas a un puente móvil que viaja a lo largo de la unidad. La colección del material flotante se realiza al final del tanque en el efluente y su remoción puede ser manual, hidráulica o mecánica.

Criterios de Diseño

En sistemas de lodos activados los criterios de diseño recomendados son:

Carga hidráulica:		
media	[gpd/pie ²]	400 a 800
	[l/seg-m ²]	0.19 a 0.38
pico	[gpd/pie ²]	700 a 1,200
	[l/seg-m ²]	0.33 a 0.57
Carga de sólidos:		
media	[lb/h-pie ²]	0.6 a 1.2
	[K/día-m ²]	70 a 140
pico	[lb/h-pie ²]	1.25 a 2.0
	[K/día-m ²]	146 a 293
Velocidad de flujo max. en el inf. de los vertedores:		
	[pies/h]	12 a 24
	[m/h]	3.66 a 7.32
Profundidad		
	[pies]	12 a 15
	[m]	3.7 a 4.6

Eficiencias del proceso

Las concentraciones máximas de sólidos de lodos secundarios en sistemas de lodos activados de 0.5 a 2.0 por ciento, dependiendo de las características de sedimentación y compactación de los lodos. Los sólidos suspendidos totales (SST) en el efluente varía de 20 a 30 mg/l.

Consumo de energía

La energía requerida para vencer una pérdida de carga de 2 a 3 pies (60 a 90 cm) se puede estimar por la siguiente ecuación:

$$\text{kWh/año} = 1625 (\text{Mgal/d de flujo de agua} + \text{Mgal/d de retorno de lodos})$$

Carga Dinámica Total a una eficiencia de 70 por ciento.

8.5 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SEDIMENTADORES

Geometría

- Rectangulares
- Cuadrados
- Circulares

Entrada, salida y deflectores

Entrada del afluyente: Deben proyectarse en forma tal que la corriente de alimentación se difunda homogéneamente por todo el tanque desde el primer momento.

Deflectores: Suelen colocarse a la entrada y salida del tanque sirviendo, el primero, para conseguir una buena repartición del caudal afluyente, y el segundo para retención de las sustancias flotantes, grasas y espumas.

Vertedero de salida: Su nivelación es muy importante para el funcionamiento correcto de la clarificación. Por otro lado, para no provocar levantamiento de los lodos sedimentados, la relación del caudal afluyente a la longitud total de vertido debe ser menor de 10-12 $m^3/h/m$.

Zona de sedimentación

Factores que afectan las condiciones de "tanque ideal"
Clasificación de sedimentadores

8.6 FACTORES BASICOS DE DISEÑO

a) Carga superficial (m ³ /m ² -d)	(Valores medios)
- Remoción de arenas	600-1200
- Sedimentación simple (agua suministro)	5-20
- Sedimentación primaria	
seguida de tratamiento secundario	32-48
con purga de lodo activado	24-32
- Sedimentación secundaria	
De lodo activado convencional	16-32
De aeración extendida	8 -16
De filtros percoladores	16-24
- Clarificación	
Aguas turbias	30-60
Aguas con color	15-45
Aguas con tratamiento biológico	
Coaguladas con sulfato de aluminio	20-24
Coaguladas con sales de hierro	28-32
Coaguladas con cal	56-64
- Ablandamiento químico	30-80
- Contacto de sólidos	
Aguas turbias	70-120
Aguas con color	60-100
Ablandamiento	80-160
- Sedimentación alta tasa (flujo laminar)	60-250

b) Tiempo de retención medio (horas)

- Desarenación	menor de 0.25
- Sedimentación simple	1-4
- Sedimentación primaria	0.75-2
- Sedimentación secundaria	1.0-2.5
- Sedimentación de aguas tratadas	
con coagulantes provenientes de un proceso biológico	2.0-2.5
- Sedimentación de partículas coaguladas o precipitados	
(aguas de primer uso):	
Diseño convencional	1.5-3.0
Contacto de sólidos	0.75-1.5
Flujo laminar	menor de 0.25

Teóricamente, el tiempo de retención hidráulica se calcula con:

$$t / R = V / Q$$

donde:

V volumen útil del tanque (m³)
 Q caudal de agua (m³/d)

La figura 8.21 muestra el porcentaje de eliminación de partículas sedimentables en función del tiempo de sedimentación. Se puede observar que las partículas sedimentables contenidas en aguas residuales municipales sedimentan completamente en 2 horas y que el total del material suspendido sedimenta en un 80% en 5 horas sin alcanzar una mayor eficiencia. Esto se debe a que no todas las partículas contenidas en los sólidos suspendidos son sedimentables. La DBO se reduce en aproximadamente 35 por ciento después de 5 horas y la DQO (como KMnO) alcanza un máximo después de 6 horas.

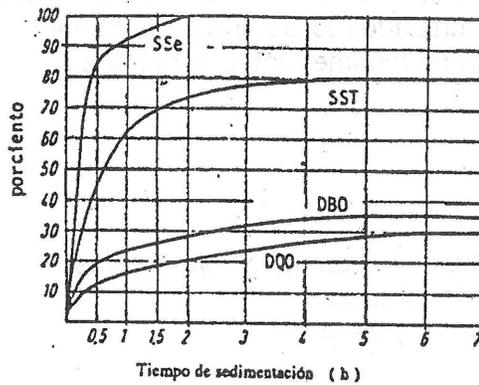


Figura 8.21 Influencia del tiempo de sedimentación sobre partículas contenidas en aguas residuales según Sierp (Imhoff, 1979)

- Relación entre tiempo de retención, profundidad y carga superficial.

$$C_s = Q / A_s = V / tr.L.W = L.W.H / L.W.tr \quad (22)$$

- c) La velocidad de escurrimiento en la zona de sedimentación ayuda a la floculación de las partículas provocando choques entre ellas y por ende mejora la sedimentación, pero por otra parte, puede provocar arrastre y resuspensión de las partículas sedimentadas. Se debe lograr la primera acción y evitar la segunda.

En general:

$$V_h: 30 \text{ a } 90 \text{ cm/min}$$

- d) Relación entre la velocidad de escurrimiento, la velocidad crítica de sedimentación, la longitud del tanque y el tirante de agua

$$Q = V_{sc}A_s, A = V_hAt \quad (23)$$

$$A_s = aL, At = aH$$

$$V_h / V_{sc} = A_s / At = aL / aH = L / H$$

A igualdad de carga superficial (velocidad crítica), la relación L/H determinar la velocidad horizontal.

- e) El número de unidades se determina por el gasto de diseño, el grado de flexibilidad deseado en la operación y la economía del proyecto. En plantas grandes el número de unidades lo determina el tamaño máximo práctico de los tanques. El número mínimo recomendable para plantas pequeñas es dos.

Zona de lodos

- Función
- Producción de lodos
- Mecanismos de arrastre y concentración (ver figuras)
- Pendientes del fondo de tanques
- Velocidad crítica de arrastre de lodo

ESTUDIOS CON TRAZADORES

Los tanques de sedimentación los afectan los espacios muertos y las corrientes turbulentas, por viento y térmicas. En el tanque ideal todos los elementos del fluido pasan a través del tanque en un tiempo igual al tiempo de retención teórico, t , que es igual a V/Q . En los tanques reales una parte de los elementos del fluido pasan en un tiempo mas corto que el teórico, y otra en un tiempo mayor. Los espacios muertos y las corrientes turbulentas tienen flujo rotacional presentándose muy poca sedimentación, ya que la entrada y salida del flujo de estos espacios es muy pequeña. Como resultado, el volumen neto disponible para sedimentación se reduce y por tanto el tiempo medio para el paso de los elementos del fluido decrece. También las corrientes de viento y térmica crean flujos que pasan directamente desde la entrada a la salida del tanque, lo que decrece el tiempo medio de residencia.

La magnitud de los efectos por espacios muertos, corrientes térmicas y de viento, y las características de los tanques de sedimentación, se pueden medir mediante estudios con trazadores.

Se adiciona una carga de trazador (sal, rodamina B, tritio) en el influente y se determina su concentración en el efluente, como se muestra en la Fig. 8.18. Si hay espacios muertos, se presenta lo siguiente:

$$\text{Tiempo de retención medio} / \text{Tiempo de retención teórico} < 1 \quad (25)$$

Si no hay espacios muertos, la relación es:

$$\text{Tiempo de retención medio} / \text{Tiempo de retención teórico} = 1 \quad (26)$$

Si se presentan cortos circuitos, la relación es:

$$\text{Tiempo de retención (valor de la mediana)} / \text{Tiempo de retención medio} < 1 \quad (27)$$

Si no hay cortos circuitos:

$$\text{Tiempo de retención medio} = \text{Tiempo de retención (Valor de la mediana)} \quad (28)$$

Si el tanque es inestable, la gráfica tiempo concentración no se puede reproducir en una serie de pruebas con trazadores. Por lo tanto, es de esperarse que el comportamiento del tanque sea errático.

La figura 8.19 muestra los resultados de estudios con trazadores en tres tipos de tanques de sedimentación. Se puede observar que el tanque rectangular se aproxima al ideal más que el de sección circular. De los tanques circulares, el de alimentación periférica tiene un mejor funcionamiento que el alimentado por el centro.

En la ingeniería del agua y las aguas residuales la mayoría de las suspensiones son flocculentas hasta cierto grado. Estas partículas del mismo tamaño inicial y densidad que las discretas interceptarán la zona de lodos en un tiempo más corto debido a la aglomeración que sufren y a la sedimentación más rápida. Por lo tanto, si se aplica la teoría del tanque ideal a las partículas ligeramente flocculentas, el diseño será conservador. Aunque hay diferencias entre el tanque ideal y los reales, la teoría planteada proporciona el enfoque más racional para el diseño y resalta que los parámetros más importantes son: la tasa de derrame, carga superficial o velocidad de sedimentación, el tiempo de retención y la profundidad.

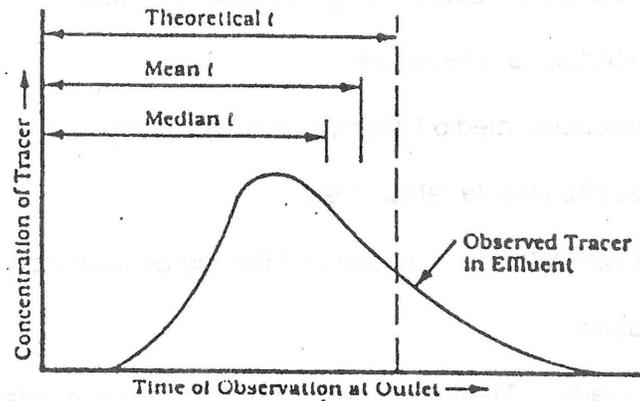


FIG. 8.22 Características de tanques sedimentadores como se encuentra en un estudio con trazadores

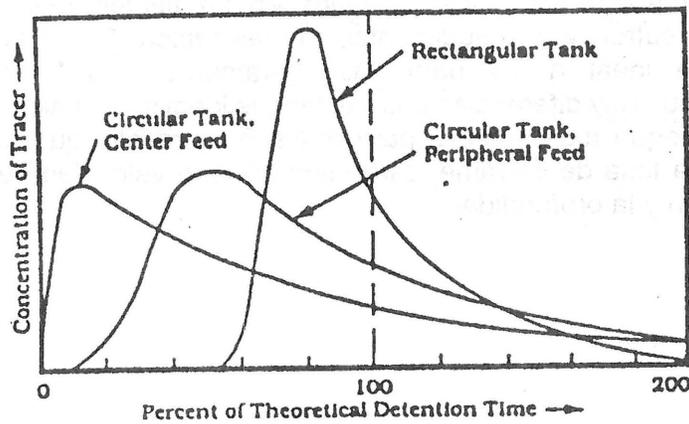


FIG. 8.23 Estudios con trazadores en tanques sedimentadores circulares y rectangulares

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

9 TRATAMIENTO SECUNDARIO

- 9.1 GENERALIDADES
- 9.2 TRATAMIENTOS FISICOS Y QUIMICOS
- 9.3 TRATAMIENTOS BIOLÓGICOS
- 9.4 MICROORGANISMOS EN SUSPENSION
 - 9.4.1 LODOS ACTIVADOS
 - 9.4.2 ZANJAS DE OXIDACION
 - 9.4.3 LAGUNAS AEREADAS
- 9.5 MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO
 - 9.5.1 FILTROS BIOLÓGICOS
 - 9.5.2 BIODISCOS
- 9.6 LAGUNAS DE ESTABILIZACION
 - 9.6.1 ANAEROBIAS
 - 9.6.2 FACULTATIVAS
 - 9.6.3 AEROBIOS
- 9.7 TRATAMIENTO ANAEROBIO
 - 9.7.1 REACTORES DE 1ª GENERACION
 - 9.7.2 REACTORES DE 2ª GENERACION
 - 9.7.3 REACTORES DE 3ª GENERACION

9.1 GENERALIDADES

El tratamiento secundario es el proceso complementario de la depuración de las aguas residuales, consistente en una serie de operaciones y procesos químicos o biológicos al que son sometidos los efluentes del tratamiento primario, ya que los efluentes de tal tratamiento, contienen aun sólidos suspendidos finos, sedimentables, coloides y solubles, los cuales deben ser separados para obtener un agua apropiada para otro uso o para su disposición final en cuerpos receptores.

El tratamiento secundario agrupa los procesos y operaciones unitarias, capaces de eliminar los sólidos que aún contienen los efluentes primarios, los procesos utilizados en el tratamiento secundario se clasifican en fisicoquímicos y biológicos.

TABLA 9.1 PROCESOS Y SISTEMAS PARA EL TRATAMIENTO SECUNDARIO

TRATAMIENTO FISICOQUIMICO	<ul style="list-style-type: none"> • PRECIPITACION QUIMICA • COAGULACION QUIMICA • FLOCULACION
TRATAMIENTO BIOLOGICO	<ul style="list-style-type: none"> • SISTEMAS AEROBIOS <ul style="list-style-type: none"> □ MICROORGANISMOS EN SUSPENSION <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Lodos activados ❖ . Lagunas aereadas ❖ . Zanjas de oxidación □ MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Filtros rociadores ❖ . Biodiscos □ COMBINACION <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Medio granular fluidizado ❖ . Torres de madera resistente ❖ . Lodos activados con medio fijo • SISTEMAS ANAEROBIOS <ul style="list-style-type: none"> □ MICROORGANISMOS EN SUSPENSION <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Tratamiento con contacto anaerobio ❖ . Lecho fluidizado □ MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Filtro anaerobio □ COMBINACION <ul style="list-style-type: none"> ❖ . Medio granular fluidizado
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	

TABLA 9.2 OPERACIONES, PROCESOS Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO USADOS PARA REMOVER LOS PRINCIPALES CONTAMINANTES PRESENTES EN UN AGUA RESIDUAL MUNICIPAL

CONTAMINANTES	UNIDAD, PROCESO O SISTEMA DE TRATAMIENTO	CLASIFICACION
<ul style="list-style-type: none"> Sólidos suspendidos 	<input type="checkbox"/> Cribado y desmenuzado	F
	<input type="checkbox"/> Sedimentación	F
	<input type="checkbox"/> Flotación	F
	<input type="checkbox"/> Filtración	F
	<input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación	Q/F
<ul style="list-style-type: none"> Orgánicos biodegradables 	<input type="checkbox"/> Lodos activados	B
	<input type="checkbox"/> Filtro percolador	B
	<input type="checkbox"/> Discos biológicos	B
	<input type="checkbox"/> Lagunas aireadas	B
	<input type="checkbox"/> Lagunas de oxidación	F/B
	<input type="checkbox"/> Filtración en arena	B/Q/F
<input type="checkbox"/> Físico/químico	F/Q	
<ul style="list-style-type: none"> Patógenos 	<input type="checkbox"/> Cloración	Q
	<input type="checkbox"/> Ozonación	Q
	<input type="checkbox"/> Radiación ultravioleta	F
<ul style="list-style-type: none"> NUTRIENTES: 		
<ul style="list-style-type: none"> Nitrógeno 	<input type="checkbox"/> Nitrificación y desnitrificación con biomasa suspendida	B
	<input type="checkbox"/> Nitrificación y desnitrificación con biomasa fija	B
	<input type="checkbox"/> Arrastre con amoníaco	Q/F
	<input type="checkbox"/> Intercambio iónico	Q
	<input type="checkbox"/> Cloración en el punto de quiebre	Q
<ul style="list-style-type: none"> Fósforo 	<input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación con sales metálicas	Q/F
	<input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación con cal	Q/F
	<input type="checkbox"/> Remoción bioquímica	B/Q
<ul style="list-style-type: none"> Orgánicos refractarios 	<input type="checkbox"/> Adsorción con carbón activado	F
	<input type="checkbox"/> Ozonación	Q
<ul style="list-style-type: none"> Metales pesados 	<input type="checkbox"/> Precipitación química	Q
	<input type="checkbox"/> Intercambio iónico	Q
<ul style="list-style-type: none"> Sólidos inorgánicos disueltos 	<input type="checkbox"/> Intercambio iónico	Q
	<input type="checkbox"/> Osmosis inversa	F
	<input type="checkbox"/> Electro diálisis	Q

Q = químicos, F = físicos y B = biológicos

9.2 TRATAMIENTOS FISICOS, QUIMICOS

El desarrollo industrial ha generado una diversidad de residuos industriales que es necesario tratar para recuperar subproductos, disminuir la contaminación de las aguas y del suelo, esto propició el desarrollo de los procesos fisicoquímicos para el tratamiento de las aguas residuales, muchos de ellos enfocados al tratamiento de sustancias contaminantes específicas, como son los metales, fosfatos, nitrógeno y productos orgánicos sintéticos.

Los procesos fisicoquímicos pueden servir para favorecer la sedimentación de la materia en suspensión, pero son especialmente útiles para eliminar la materia coloidal y los sólidos orgánicos disueltos, los cuales sin reactivos químicos jamás sedimentarían; estas sustancias son muchas veces responsables de la turbidez, color y DBO de las aguas residuales.

Los procesos físico químicos son en general más costosos que los procesos biológicos, sin embargo las limitaciones de los biológicos para tratar residuos tóxicos como metales y sustancias orgánicas sintéticas ha hecho que los procesos fisicoquímicos sean adaptados para cargas industriales de características agresivas a los procesos biológicos, a veces como un tratamiento previo al biológico y otras como un tratamiento único.

9.3 TRATAMIENTO BIOLÓGICO

El tratamiento biológico de las aguas residuales, tiene como finalidad remover mediante la coagulación la materia orgánica en estado coloidal y disuelta, la cual no fue removida con el tratamiento primario y además estabilizar la materia orgánica.

En forma general, el tratamiento biológico se lleva a cabo por la transferencia de la materia orgánica hacia la película o flóculo también llamado "FLOC" (biomasa), por contacto interfacial, adsorción y absorciones asociadas. La materia orgánica es utilizada por los microorganismos para su metabolismo y generación de células nuevas, las células viejas mueren, deslavándose y precipitándose al fondo (Fig. 9.1)

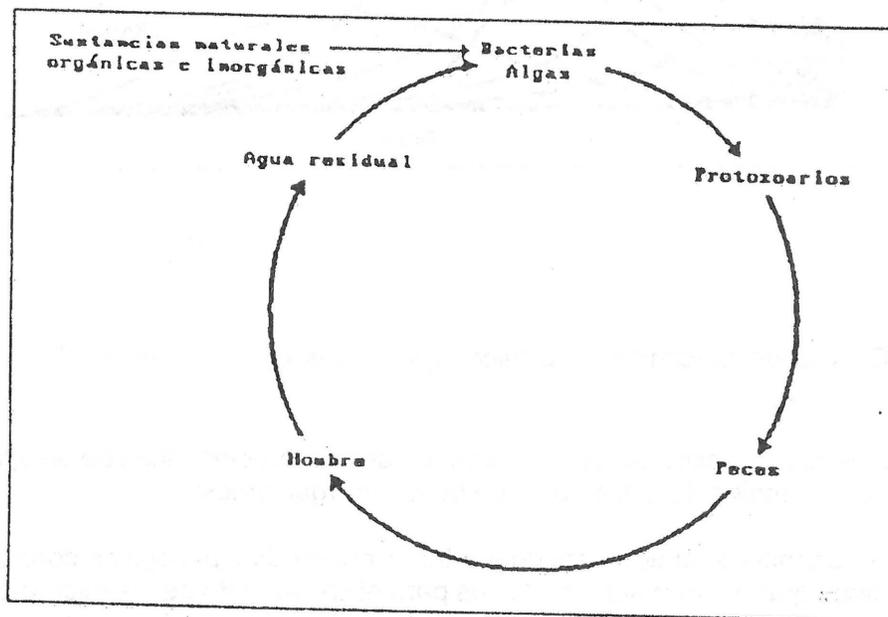


Fig. 9.1 Ciclo de autopurificación

En los sistemas biológicos, se tienen complejas poblaciones de microorganismos mezclados e interrelacionados, en los que cada uno de ellos tiene su propia curva de crecimiento, la cual depende de las condiciones del sistema, pH, temperatura, aereación o anaerobiasis y disposición de nutrientes. En la figura 9.2 se ilustra la variación con respecto al tiempo de algunos microorganismos predominantes en un agua residual en un sistema de tratamiento biológico.

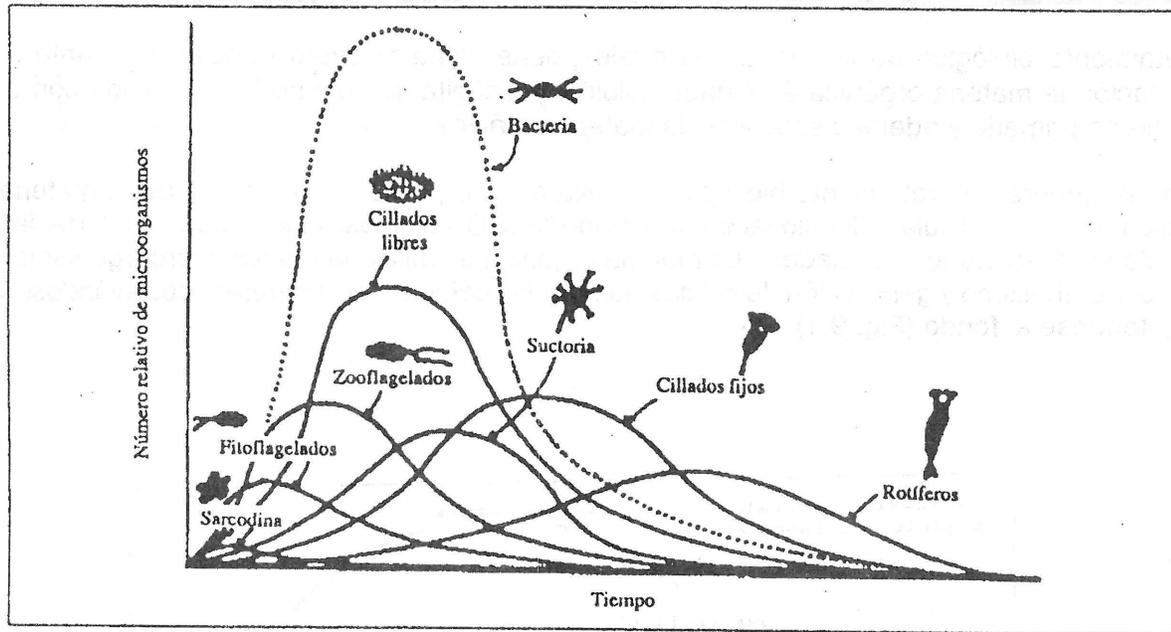


Figura 9.2 Curvas de crecimiento de microorganismos en un agua residual con tratamiento biológico

La eficiencia de los procesos biológicos depende de las características de las aguas residuales, condiciones ambientales del sistema y tipo de microorganismos.

Es importante conocer si el agua residual a tratar por medios biológicos contiene compuestos químicos tóxicos que puedan ser inhibitorios para el crecimiento de los microorganismos, en tal caso se podría hacer un pretratamiento para su eliminación o mejor cambiar a un tratamiento fisicoquímico.

En condiciones aerobias, los microorganismos utilizan el oxígeno en sus procesos vitales (metabolismo y reproducción), en cambio en ausencia de oxígeno (anaerobiosis) se usan otros compuestos químicos en sustitución del oxígeno como aceptores de electrones.

TABLA 9.3 Eficiencias de remoción de contaminantes de varios sistemas de tratamiento biológicos en condiciones ideales de operación

PARAMETRO	INFLUENTE	EFLUENTE						
		Lodos activados C.M.	Aireación extendida	Lag. aereadas c/sed. sec.	Zanjas de oxidación c.sed. sec.	Lag. Fac sin aireación	Lag. Fac con aireación	Lag. anaeróbicas
SST	225	20	20	20	20	120	90	100
DBO5	220	15	15	15	15	40	25	40
DQO	450	90	90	90	90	160	140	140
N-NH3	25	20	2	2	2	1	1	1
P = T _o +	10	7	7	7	7	4	4	4

TABLA 9.4 Clasificación general de los microorganismos con base en sus fuentes de carbón y energía

CLASIFICACION	FUENTE DE ENERGIA	FUENTE DE CARBON	ORGANISMOS REPRESENTATIVOS
FOTOAUTOTROFOS	LUZ	CO ₂	Algas, bacterias, fotosintéticas, plantas superiores
FOTOHETEROTROFOS	LUZ	Materia orgánica	Bacterias fotosintéticas
QUIMIOAUTOTROFOS	Materia inorgánica (oxidación-reducción)	CO ₂	Bacterias
QUIMIOHETEROTROFOS	Materia orgánica (oxidación-reducción)	Materia orgánica	Bacterias, hongos, protozoarios, animales

Los procesos biológicos para el tratamiento de las aguas residuales, constan de equipo que pone en contacto la materia orgánica con los microorganismos adecuados, durante el tiempo suficiente para llevar a cabo su oxidación, bajo condiciones aerobias o anaerobias.

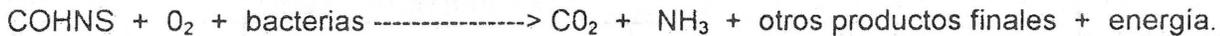
Los principales microorganismos responsables de remover grandes cantidades de materia orgánica en los procesos biológicos aerobios, son las bacterias, en su mayoría aerobias y facultativas heterótrofas. Pruebas realizadas sobre un número diferente de bacterias indican que están constituidas por aproximadamente 80 por ciento de agua y 20% de material seco, del cual 90 por ciento es orgánico y 10 por ciento inorgánico, una fórmula aceptada para la materia orgánica es C₅H₇O₂N, del cual 53 por ciento de peso seco es carbono.

Además de la fuente de carbono orgánico y la presencia de oxígeno, principales abastecedores de carbono y energía para la síntesis y mantenimiento de funciones, debe haber elementos inorgánicos como nitrógeno y fósforo, y trazas de elementos como azufre, potasio, calcio, y magnesio, que son vitales para la síntesis celular.

En presencia de oxígeno, la oxidación aeróbica toma lugar; parte de la materia orgánica es sintetizada a nuevos microorganismos, otra parte es oxidada a productos finales relativamente estables como CO₂, H₂O y NH₃, y en ausencia de materia orgánica las mismas células o microorganismos entran en una etapa endógena para obtener la energía necesaria para el mantenimiento de sus funciones. En la mayoría de los tratamientos biológicos estos tres procesos ocurren simultáneamente.

Para un proceso aerobio y considerando a las bacterias como la población dominante, los tres procesos anteriores pueden representarse de la siguiente manera:

Oxidación:



Síntesis:



Respiración endógena:



9.4 MICROORGANISMOS EN SUSPENSIÓN EN SISTEMAS AEROBIOS

En los procesos de tratamiento con microorganismos en suspensión, la agitación permite un mejor y más continuo contacto entre los organismos encargados de la estabilización y la materia por estabilizar, permitiendo un proceso más rápido y más eficiente. Si para incrementar la eficiencia, y para ayudar a la hidrólisis de compuestos complejos el sistema se trata de mantener bajo condiciones aerobias, la agitación, aparte de promover el contacto comida-microorganismo, permite la transferencia de oxígeno para ser utilizado en el proceso metabólico. En caso contrario, la agitación solo promueve la oportunidad de contacto entre microorganismos y comida, y se ha observado que ayuda a los procesos de hidrólisis.

El proceso de microorganismos en suspensión, tiene muchas variantes: 1.- Proceso convencional, 2.- Completamente mezclado, 3.- Aereación por etapas, 4.- Estabilización por contacto, 5.- Aereación extendida, 6.- Zanjas de oxidación, 7.- Aereación de acuerdo con demanda, 8.- Oxígeno puro, 9.- Carrousel, 10.- Kraus.

9.4.1.1 LODOS ACTIVADOS

Proceso convencional

Los procesos de lodos activados se utilizan tanto para tratamiento secundario como tratamiento completo de las aguas residuales sin sedimentación primaria. En estos procesos los desechos líquidos son alimentados continuamente a un tanque aereador (reactor) en el que se encuentra el cultivo de los microorganismos (lodos activados), en su mayoría bacterias en suspensión, las cuales en su conjunto se les conoce como "licor mezclado" los que metabolizan y flocculan biológicamente los compuestos orgánicos. El medio ambiente aerobio, así como la mezcla del sustrato (agua residual influente) y microorganismos (sólidos suspendidos volátiles SSV) se mantiene mediante el uso de aereación mecánica o inyección de aire mediante sopladores. Después de un determinado tiempo de retención el "licor mezclado" pasa a un tanque de sedimentación, donde se lleva a cabo la separación de microorganismos en forma de flóculos (flocs) del agua, la cual sale por la parte superior del tanque, terminando aquí el proceso de tratamiento del "tren de agua". Una parte de la biomasa sedimentada es retornada al tanque de aereación para mantener una concentración deseada de sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado (SSVLM) y la otra es retirada del sistema como lodo de desecho (Fig. 9.3)

En el proceso de lodos activados, la bacteria es el microorganismo de mayor importancia, ya que esta es responsable de la descomposición de la materia orgánica en el influente. En general las bacterias en el proceso son gram-negativo e incluyen miembros de los géneros Pseudomonas, Zooglea, Achromobacter, Flavobacrium, Nocardia, Bdellovibrio, Mycobacterium y las bacterias nitrificantes Nitrosomas y Nitrobacter. Adicionalmente, varias formas filamentosas tales como Sphaerotilus, Beggiatoa, Thiothrix, Lecicothriz y Geotrichum pueden también estar presentes. Mientras que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan la materia orgánica, las actividades metabólicas de otros organismos son también importantes en el proceso de tratamiento. Por ejemplo, los protozoarios y los rotíferos consumen las partículas orgánicas pequeñas que no se han sedimentado.

Cabe destacar que los modelos matemáticos desarrollados para evaluar la tratabilidad de la materia orgánica contenida en las aguas residuales están basados en el comportamiento de reactores completamente mezclados, lo que implica que aplicar resultados al diseño de tanques en flujo pistón generará en general mejores respuestas.

Lo importante dentro del proceso es que las bacterias consuman la materia orgánica tan rápido como sea posible, es así mismo importante que ellas se agrupen en un flóculo adecuado que pueda sedimentarse fácilmente. Se ha observado que a medida que el tiempo de residencia celular (t_s) se incrementa, la carga superficial de los microorganismos se reduce, y estos comienzan a producir la cápsula que provoca su agrupamiento incrementado su sedimentabilidad. La presencia de los polímeros que forman la cápsula, promueve la formación de flóculos y se ha encontrado que para aguas residuales domésticas, tiempos de residencia celular del orden 3 o 4 días son adecuados.

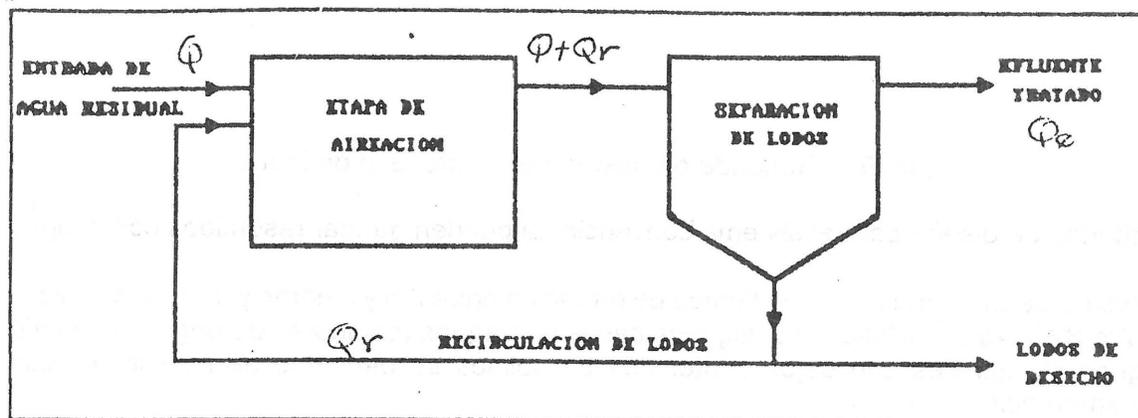


Figura 9.3 Características esenciales de los procesos de lodos activados

Aunque muy eficiente, al sistema convencional se le identifican dos problemas fundamentales el primero relacionado con la demanda de oxígeno a lo largo del tanque como se muestra en la fig. 9.4 donde se observa que las mayores demandas se presentan al inicio del tanque de aereación disminuyendo sensiblemente hacia el final cuanto se alcanzan las mínimas concentraciones de comida remanente. Esto ocasiona en algunos casos el agotamiento del oxígeno disuelto en parte de los tanques y un desperdicio de energía al final de los mismos. Esta situación da origen al sistema denominado aereación por etapas.

El segundo problema que se identifica en sistemas de tratamiento para el manejo de aguas residuales es en comunidades con influencia industrial; ya que concentraciones de elementos tóxicos entran en contacto con un pequeño volumen de licor mezclado resultando en muchas ocasiones niveles suficientemente altos para provocar la muerte de los microorganismos. En respuesta a esta situación se desarrolló el proceso completamente mezclado.

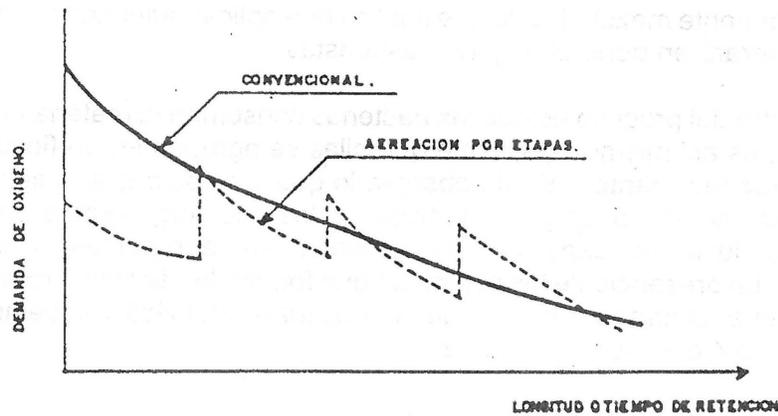


Fig. 9.4 Demanda de oxígeno en el proceso de lodos

Los criterios de diseño para el sistema convencional pueden quedar resumidos como sigue:

- Sedimentador primario con un tiempo de retención entre 2.5 y 3 horas y carga hidráulica alta entre 32 y 48 $\text{m}^2/\text{m}^3/\text{día}$. En algunos casos con aguas residuales de origen doméstico o aguas industriales con bajos contenidos de sólidos suspendidos es posible eliminar la sedimentación primaria.
- El tanque de aereación se diseña normalmente con tiempos de retención de 4 a 8 horas dependiendo de la concentración inicial de la materia orgánica y de la eficiencia deseada, aunque se puede tener mayores tiempos de aereación.
- Los sistemas de aereación generalmente son mediante difusores, (fig. 9.5), Aereador de turbina sumergido y aereador mecánico de superficie (fig. 9.6)
- Las dimensiones del tanque dependen primordialmente de las características del sistema de aereación.
- Requerimientos de aire en m^3/kg de DBO removida de 54 a 102.
- El tiempo de retención celular o edad de lodos se establece entre 5 a 10 días por lo que es necesario una estabilización posterior de los lodos de desecho.
- Carga orgánica volumétrica en $\text{kgDBO}/\text{día}\cdot\text{m}^3$ de 0.4 a 0.8.

- Relación F/M en kgDBO/kg SSV-día de 0.25 a 0.50.
- El sedimentador secundario se diseña con una taza máxima de 30 a 35 m³/m²/día. Las características de los lodos secundarios normalmente no permiten concentraciones en la recirculación superiores a los 15,000mg/lit, por lo que es muy poco frecuente operar reactores con una concentración de sólidos suspendidos de licor mezclado superior a los 8,000 a 9,000 mg/lit.
- La eficiencia de la planta normalmente esta asociada a las condiciones de operación las cuales sólo pueden controlarse a nivel de la recirculación por lo que es conveniente establecer un sistema que permita la variación del flujo entre .5 y 1.5 veces el gasto de entrada.

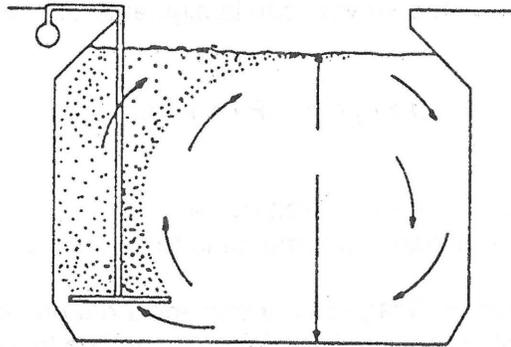


Fig. 9.5 Difusores en un reactor biológico

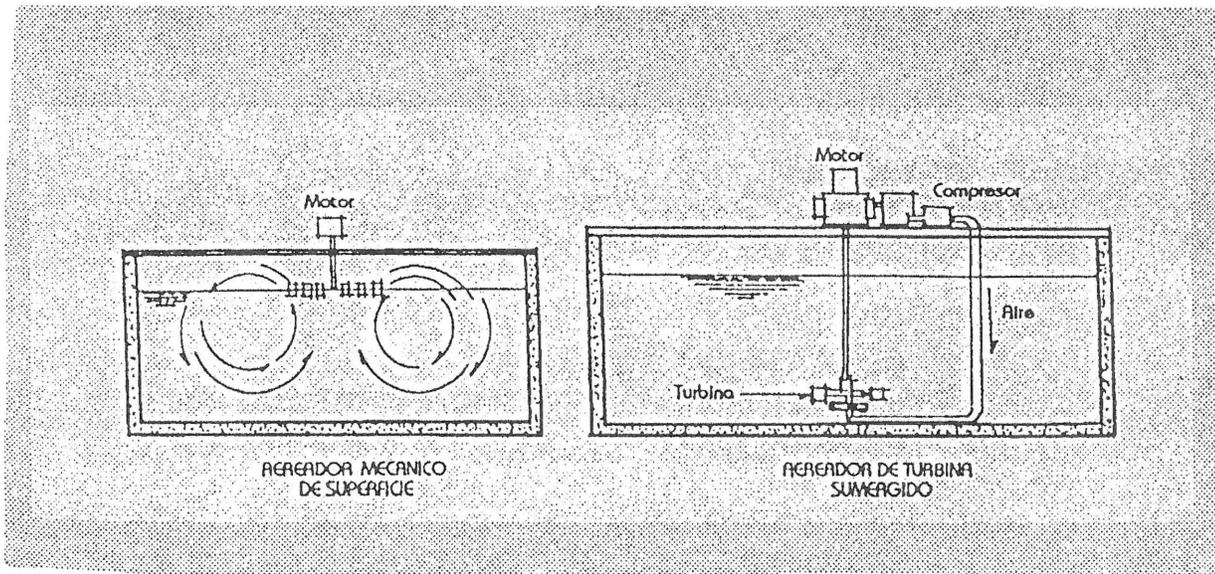


Fig. 9.6 Aireadores mecánicos

Dos parámetros de utilidad en el control del proceso son la edad de lodos (EL) y la relación alimento/biomasa (F/M), definidos por las siguientes ecuaciones:

$$\text{Edad de lodos} = \frac{\text{Masa de lodos en el reactor [kg]}}{\text{Purga de lodos biológicos [kg / día]}}$$

$$\text{(Alimento / Biomasa)} = \frac{\text{Masa de DBO en el influente [kg / día]} = F}{\text{Masa de lodos en el reactor [kg]} = M}$$

Estos dos parámetros se relacionan, a su vez, con la siguiente expresión:

$$(1 / EL) = a * (F / M) - b$$

"a" de 0.6 a 0.8 mg de lodos por mg. de DBO removida

"b" de 0.06 a 0.20 mg de lodos destruidos por mg de lodos en el reactor por día

Siendo (F/M), la relación (F/M) multiplicada por la eficiencia del proceso o, expresado de otra manera, la relación entre la DBO removida [Kg/día] y la masa de lodos en el reactor [Kg]. Las demás variables ya fueron definidas.

Eficiencia del proceso

Remoción de DBO:	85 a 95%
Remoción de N-NH ₃ :	10 a 20%

Generación de lodos

La generación de lodos biológicos es función de las características del substrato, la relación (F/M) y la edad de lodos. Para las condiciones típicas de una planta convencional de aguas residuales municipales la generación media de lodos es la siguiente:

F/M [Kg DBO/Kg SSV-día]	Generación de lodos [Kg de lodos/Kg DBO removida]
0.3	0.5
0.5	0.7

Consumo de energía.

Consumo de energía del proceso es función de la eficiencia del equipo de suministro de oxígeno, de las características del agua y de la eficiencia del proceso; en la siguiente tabla se presentan datos típicos para aguas municipales:

Oxígeno demandado en condiciones reales [mg/l]	150
Relación No / Nr (10EC)	2.0
Oxígeno suministrado, condiciones estándar [mg/l]	255

No= Demanda de oxígeno en condiciones estándar (760 mmHg y 20EC)

Nr= Demanda de oxígeno en condiciones reales.

Flujo en los aeradores

Flujo Pistón

El flujo pistón es aquél en el cual todo elemento de flujo deja el reactor en el mismo orden en que entró, no existe dispersión o mezcla. Todo elemento de flujo es expuesto al tratamiento en el mismo periodo de tiempo, llamado tiempo teórico de retención.

Eficiencia del Aereador		Energía Requerida Kw-h/m ³
lb/HP-h	Kg/Kw-h	
1.50	0.93	0.32
2	1.23	0.24
2.50	1.54	0.19
3	1.85	0.16

Mezcla Completa

La mezcla completa es aquella en la cual todos los elementos de flujo son instantáneamente mezclados de modo que su contenido sea perfectamente homogéneo en todos los puntos de ese sistema. En consecuencia, la concentración del efluente es igual a la concentración de la unidad de tratamiento.

Flujo Disperso

El flujo disperso se define como aquel en que cada elemento de flujo tiene un tiempo de retención diferente en cada periodo de tiempo. Es llamado también flujo arbitrario y está comprendido entre dos límites, el flujo pistón ideal y la mezcla completa.

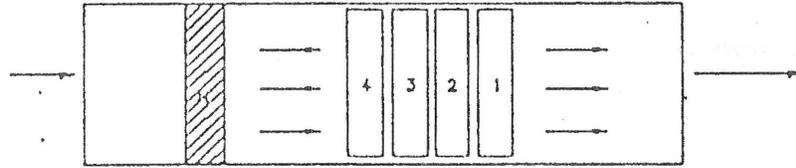
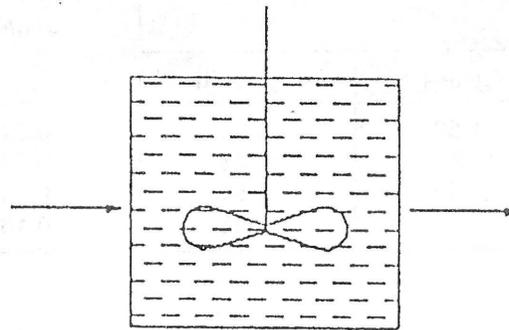


Fig. 9.7 Representación Esquemática del Flujo Pistón.



9.8 Representación Esquemática de Mezcla Completa

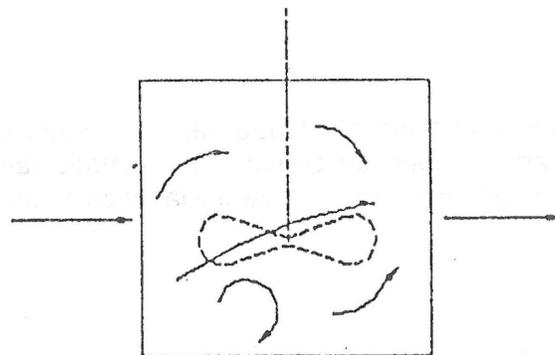


Fig. 9.9 Representación Esquemática del Flujo Disperso.

Sistemas de aireación

Los métodos disponibles para la aireación en los procesos de los lodos activados se pueden clasificar, en términos generales, como sistemas de aireación por burbujas o de "difusor", sistemas de aireación mecánica y sistemas combinados que usan tanto la aspersión por aire como la agitación mecánica.

El requisito principal que debe cumplir un sistema de aireación es que debe ser capaz de transferir oxígeno al licor mezclado a una tasa equivalente al pico de requerimiento de oxígeno, expresada como la masa de oxígeno transferida por unidad de volumen por unidad de tiempo ($\text{kgO}_2/\text{m}^3/\text{por unidad de tiempo}$). El nivel superior de la tasa de transferencia de oxígeno para los dispositivos convencionales de aireación, ha sido citado como de 60 a 70 g/m^3 por hora, a pesar de que los sistemas pueden proporcionar valores más altos a riesgo de producir un exceso de pulverización del líquido, y de 100 $\text{g}/\text{m}^3\text{-h}$ para aeradores convencionales en gran escala, lo que puede limitar la máxima tasa del tratamiento.

Usualmente, la medida de la eficiencia del sistema de aireación se expresa como la masa de oxígeno transferida por unidad de energía consumida (kgO_2/kWh o kJ). Este parámetro se conoce como "eficiencia de oxigenación" a pesar de que no carece de dimensiones. En algunos sistemas de aireación, sólo una parte del oxígeno transmitido se disuelve realmente, este efecto está indicado por la "eficiencia de utilización del oxígeno". La disolución del oxígeno no es la sola función del sistema de aireación, ya que también suministra la agitación necesaria para mantener en suspensión los flóculos de lodo y mantener homogéneo el licor mezclado. Si la agitación es insuficiente para mantener en suspensión a los flóculos de lodos en todo el líquido, el contacto reducido entre microorganismos y nutrientes retardará la tasa de remoción de estos últimos, algunos organismos pueden estar privados de nutrientes y, en el peor de los casos, los lodos podrán asentarse en el fondo del tanque de aireación y formar una capa anaeróbica putrefacta de limo. De manera similar, se requiere un mezclado adecuado para asegurarse de que algunas regiones del tanque no se vean privadas de oxígeno disuelto y se vuelvan anóxicas, a menos que se establezca previamente esta condición.

Sistemas de aireación por burbujas.

En los sistemas de aireación por burbujas, la transferencia de oxígeno se efectúa de tres maneras por la acción de burbujas que se forman dentro de la mezcla de licor: aire comprimido inyectado a través de toberas o perforaciones llamadas "aspersores" o a través de medios porosos llamados "difusores", o por disolución de aire a presión en una parte del líquido, el que luego se libera dentro del cuerpo principal del licor mezclado para que haga efervescencia. Esta última se conoce como la técnica del "aire disuelto" y se usa con mayor frecuencia para producir espuma y separar sólidos por flotación, que para la transferencia de masa. La aspersión produce las burbujas más gruesas, y el aire disuelto las más finas, pero la terminología para el tamaño de las burbujas producidas por un sistema resulta inexacta. Con términos muy apropiados se puede decir que las burbujas "finas" tienen un diámetro menor de aproximadamente 1 1/2 a 2 mm, y las burbujas "gruesas" son mayores de 3 a 5 mm. Las burbujas "medias" se encuentran entre estos dos intervalos y se usa también el término "micro", aparentemente con el mismo significado que "finas".

La eficiencia del uso de oxígeno obtenida con sistemas de aireación con burbujas es usualmente baja, aproximadamente del 1% para difusores de burbujas finas y de 5 a 6% para sistemas de burbujas gruesas, a pesar de que se informa de eficiencias tan altas como el 20%. Esto quiere decir que casi el 90% del gas que pasa por el licor contribuye muy poco a la transferencia de

oxígeno y sólo ejerce una función mezcladora. Sin embargo es preciso filtrar el gas, comprimirlo y enviarlo por tuberías a los tanques de oxigenación, con el consiguiente desperdicio de energía. La eficiencia de uso es mayor al disminuir el tamaño de las burbujas y aumentar la profundidad del líquido a través del que se elevan las burbujas; sin embargo, ambos efectos aumentan los costos de compresión. Los difusores que producen burbujas finas tienen mayor resistencia al flujo de gas que los equipos de burbujas gruesas, el uso de mayores profundidades del líquido representa un aumento de la presión hidrostática que se ha de superar utilizando presiones más altas en la descarga del soplador. Con profundidades del líquido menores de 3 m, el tiempo de residencia de las burbujas es más corto requiriendo elevar la tasa de flujo con la desventaja de producir altos costos de compresión.

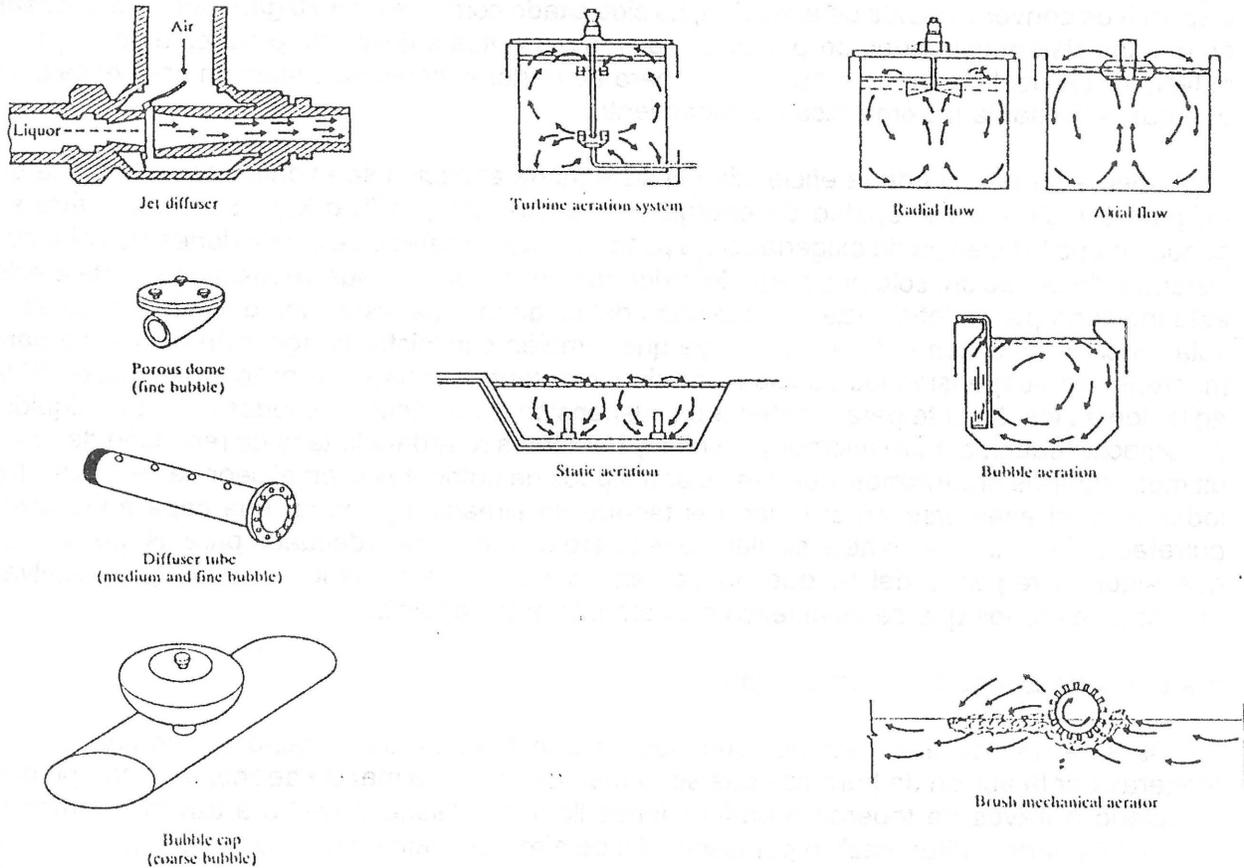


Fig. 9.10 Equipos aeradores

Para el tratamiento normal de las aguas residuales, se usan tasas de flujo de aire de 7 a 10 m³ de aire/m³ de aguas residuales, que corresponden a aproximadamente 30 a 40 m³ de aire/kg DBO. Los difusores se pueden instalar como un montaje fijo en el fondo del tanque de aireación, este es el llamado sistema de "piso plano". También se pueden montar como una serie a lo largo de un lado del tanque, con lo que se genera un patrón helicoidal de flujo al líquido dentro del tanque llamado, erróneamente, "sistema de flujo en espiral".

Las series de difusores se pueden montar sobre una junta giratoria, de manera que se puedan alzar fuera del líquido para que estén accesibles para limpieza y mantenimiento sin que haya que vaciar primero el tanque.

Sistemas de aireación mecánica

Hay tres sistemas principales de aireación mecánica, aereadores superficiales, chorros de líquido y sistemas de agitación y aspersión, o sistemas "combinados". Los aereadores superficiales son los sistemas de aireación mecánica de uso más corriente en México y otros países para el tratamiento de aguas negras, a pesar de que el sistema "combinado" se encuentra en unidades compactas para el tratamiento de desechos industriales. La profundidad que se usa para el líquido es convencionalmente de 4 m.

9.4.1.2 LODOS ACTIVADOS, ALTA TASA

El proceso de alta tasa de lodos activados es una variante del proceso convencional de lodos activados, y consiste en el empleo de (a) bajos tiempos de retención hidráulica, (b) altas concentraciones de lodos activados en el reactor, (c) bajos valores de la edad de lodos y altas relaciones F/M (alimento microorganismos). El resultado de esta variante es un proceso más económico que el proceso convencional, pero con menores eficiencias en la remoción de DBO. La variante de lodos activados con alta tasa es empleada cuando los requerimientos de calidad del efluente no son muy estrictos o bien como un pretratamiento de aguas con altas concentraciones de contaminantes, antes de algún proceso secundario convencional. Debido a sus bajos tiempos de retención hidráulica, el proceso de alta tasa es muy sensible a fluctuaciones en el caudal de aguas residuales. Otro problema frecuente en el proceso de alta tasa es una pobre sedimentabilidad de los lodos biológicos.

Eficiencia del proceso

Remoción de DBO:	50 a 70%
Remoción de N-NH ₃ :	5 a 10%

Generación de lodos

La generación de lodos biológicos es función de las características del substrato, la relación (F/M) y la edad de lodos. Para las condiciones típicas de una planta de alta tasa de aguas municipales la generación media de lodos es la siguiente:

F/M [Kg DBO/Kg SSV-día]	Generación de Lodos [Kg de lodos/Kg DBO removida]
0.4 a 0.8	0.6 a 0.8

CRITERIOS DE DISEÑO

En la tabla siguiente se comparan los criterios típicos de diseño para una planta convencional de lodos activados con una de alta tasa, para aguas residuales de origen municipal:

Parámetro	Convencional	Alta Tasa
Carga Org. volumétrica [Kg DBO/día-m ³] [lb/día-1000 pie ³]	0.40 a 0.80 25 a 50	0.8 a 2.0 50 a 125
Tiempo de aereación [horas]	4 a 8	2 a 4
SST en el reactor [mg/l]	1500 a 3000	3000 a 5000
Relación (F/M) [Kg DBO/Kg SSV-día]	0.25 a 0.50	0.4 a 0.8
Necesidad de aire [m ³ /Kg DBO removida] [pie ³ /lb DBO removida]	54 a 102 800 a 1500	54 a 81 800 a 1200
Edad de lodos [días]	5 a 10	2 a 5
Recirculación		0.25 a 0.5
Fracción volátil de los SST	0.5 a 1.5	0.7 a 0.8

Consumo de energía

La demanda de oxígeno en el proceso de alta tasa varía entre 0.9 y 1.2 Kg de O₂ por Kg de DBO removida; expresada en términos de Kwh y para una demanda de 150 mg de oxígeno por litro de agua; la demanda de energía es función de la eficiencia del equipo de aereación, como se indica en la siguiente tabla. Para una relación No/Nr de 2.0; se tiene:

Ef. del Aereador		Energía Kw-h/m ³
lb/HP-h	Kg/Kw-h	
1.5	0.93	0.29 a 0.39
2.0	1.23	0.22 a 0.29
2.5	1.54	0.18 a 0.23
3.0	1.85	0.15 a 0.19

9.4.1.3 LODOS ACTIVADOS COMPLETAMENTE MEZCLADOS

Como se mencionó anteriormente el desarrollo del sistema de lodos activados completamente mezclados obedece principalmente a disminuir las cargas puntuales tanto de materiales tóxicos como de cargas orgánicas que pudieran sobrepasar la capacidad de asimilación de un reactor en flujo pistón. El principio fundamental se basa en que toda la masa del reactor existe en todo momento la concentración de todos los materiales, involucrados, esto quiere decir que al llegar una masa de contaminantes al reactor esta se diluye instantáneamente en todo el cuerpo del reactor disminuyendo en forma drástica su concentración.

El empleo de aereadores mecánicos superficiales se adecua mas a estas condiciones de operación, aunque la aereación por difusión es también empleada tratando de provocar las condiciones mas cercanas a mezcla completa. En la fig. 9.11 se muestran en forma esquemática algunas variantes en la configuración del reactor que tratan de acercarse lo mas posible al régimen hidráulico con que se diseña.

Al sistema completamente mezclado se le ha denominado en ocasiones de alta tasa principalmente por su capacidad de manejar aguas residuales con mayores concentraciones de materia orgánica; sin embargo su comportamiento y por lo tanto sus condiciones de diseño son muy similares a las del proceso convencional.

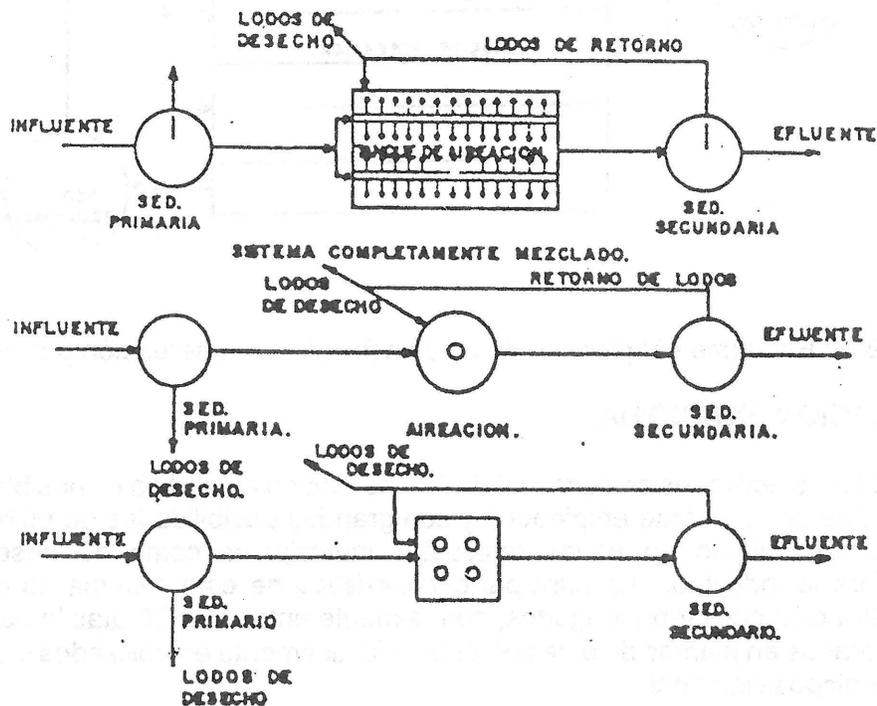


Fig. 9.11 Esquema del proceso de lodos activados completamente mezclados.

9.4.1.4 SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS CON AERACION POR ETAPAS

En esta variante de procesos de lodos activados se trata de realizar la aereación del licor mezclado de acuerdo con la demanda de oxígeno lo que motivó dos opciones diferentes, una en donde el influente al tanque de aereación es alimentado al tanque de aereación en diversos puntos como se muestra en la fig. 9.12; y la segunda establece mayor aereación al principio del tanque disminuyéndola mediante espaciamiento de los difusores o de los aereadores mecánicos al final del mismo.

En esencia esta es prácticamente la única variante con respecto al sistema convencional por lo que las condiciones de operación y de diseño son también semejantes.

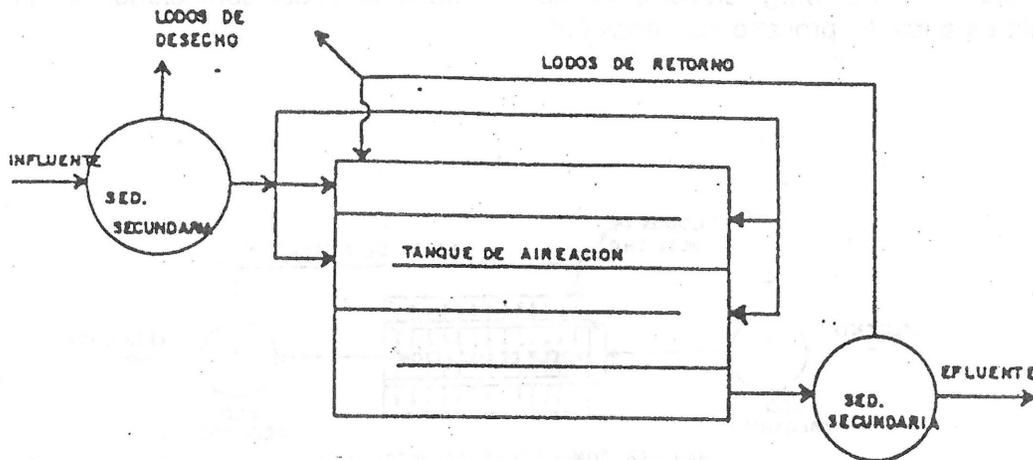


Fig. 9.12 Esquema del proceso de lodos activados con aireación por etapas.

9.4.1.5 AEREACION EXTENDIDA

El proceso de lodos activados en su modalidad de aireación extendida es posiblemente uno de los sistemas más comúnmente empleados y con grandes posibilidades de utilización a futuro tanto para el tratamiento de aguas residuales municipales como de desechos líquidos provenientes de la industria. La principal característica de este sistema es que opera con tiempos de retención celular prolongados, normalmente entre 15 y 20 días lo que provoca que los lodos generados en plantas de este tipo estén prácticamente estabilizados disminuyendo los problemas de disposición final.

Los tiempos de aireación son más prolongados que los empleados en los sistemas convencional y completamente mezclados variando desde ocho horas hasta veinticuatro o más dependiendo de las características de los desechos a tratar. La principal razón para esta condición estriba en que los altos tiempos de retención celular implica que la fracción activa de los lodos biológicos en los sólidos suspendidos del licor mezclado (SSLM) sea muy reducida recurriéndose por lo tanto a mayores tiempos de oportunidad de contacto con un sustrato para alcanzar eficiencias de remoción razonables. Cuando los requerimientos de potencia por mezclado determinan el tamaño de los motores para aireación el tener mayores volúmenes por incremento de tiempos de retención hidráulico, significa mayores demandas de potencia lo que resulta en incosteabilidad de este proceso para su aplicación a gastos altos. En principio su aplicación se restringió a plantas con un máximo de 150 a 200 l/s; sin embargo recientes mejoras en los sistemas de aireación han fomentado su aplicación a gastos mayores. La planta de tratamiento más grande que se planea construir en nuestro país considera la aplicación de aireación extendida a un caudal de 5 m³/s.

Al resolverse prácticamente el problema de estabilización de los lodos secundarios se consideró la conveniencia de no generar lodos primarios que obligaran al empleo de digestores para esta corriente de desecho eliminando la sedimentación primaria y alimentando los desechos líquidos crudos al tanque de aireación. Esta condición ha resultado atractiva al reducir los costos de inversión y disminuir la problemática en el manejo de los lodos de desecho; sin embargo en

general y con procesos de aereación tradicionales se ha identificado un mayor costo de operación para la operación de los sistemas de transferencia de oxígeno.

Otro problema asociado en este caso con la edad de los lodos es la disminución en las propiedades de sedimentación de los flóculos biológicos generados en el sistema al incrementarse el tiempo de retención celular se incrementa el índice volumétrico de lodos disminuyendo las concentraciones que pueden ser recirculadas al tanque de aereación y para su disposición final. Esta característica ha motivado diversas opciones para recirculación y disposición de los lodos. Es común identificar plantas de tratamiento en donde la recirculación es continua al tanque de aereación mediante el empleo de mamparas que permiten la descarga de efluente sedimentado. En estos casos se dificulta sensiblemente la obtención del lodo concentrado para su disposición final por lo que se ha optado en algunos casos a descargarlo directamente en el tanque de aereación como una fracción de su volumen. Debido al hecho de que los lodos están en un estado de estabilización pueden ser retornados al medio ambiente esparciéndolos en terrenos de cultivo sin provocar problemas ambientales.

Estas características aunados a una gran variedad de dispositivos y sistemas de disposición han creado una gran diversidad de opciones que en algunos casos han sido patentadas con títulos comerciales con el objeto de obtener regalías de su aplicación.

Generación de lodos

La generación de lodos biológicos en este proceso es una de las más bajas entre todas las variantes del proceso de lodos activados, generalmente entre 0.15 y 0.30 Kg de exceso de lodos generados por Kg de DBO removida.

Criterios de diseño.

En la tabla siguiente se comparan los criterios típicos de diseño para una planta de aereación extendida con una planta convencional de lodos activados para aguas residuales de origen predominantemente municipal:

Parámetro	Convencional	Aereación Extendida
Carga Org. volumétrica [Kg DBO/día-m ³] [lb/día-1000 pie ³]	0.40 a 0.80 25 a 50	0.8 a 0.16 5 a 10
Tiempo de aereación [horas]	4 a 8	18 a 36
SST en el reactor [mg/l]	1500 a 3000	3000 a 6000
Relación (F/M) [Kg DBO/Kg SSV-día]	0.25 a 0.50	0.05 a 0.15
Necesidad de aire [m ³ /Kg DBO removida] [pie ³ /lb DBO removida]	54 a 102 800 a 1500	204 a 272 3000 a 4000
Edad de lodos [días]	5 a 10	20 a 40
Recirculación		0.75 a 1.50
Fracción volátil de los SST		0.6 a 0.7

Consumo de energía

La demanda de oxígeno en el proceso de aereación extendida varía entre 2.0 y 2.5 Kg de O₂ por Kg de DBO removida; expresada en términos de Kwh y para una demanda de 150 mg de oxígeno por litro de agua; la demanda de energía es función de la eficiencia del equipo de aereación, como se indica en la siguiente tabla. Para una relación No/Nr de 2.0:

Ef. del Aereador		Energía Kw-h/m ³
lb/HP-h	Kg/Kw-h	
1.5	0.93	0.65 a 0.81
2.0	1.23	0.49 a 0.61
2.5	1.54	0.39 a 0.49
3.0	1.85	0.32 a 0.41

9.4.1.6 LODOS ACTIVADOS CON ESTABILIZACION POR CONTACTO

El proceso de lodos activados de estabilización por contacto aprovecha una propiedad natural de los microorganismos que consiste en que para el metabolismo del sustrato primero es absorbido al cuerpo del organismo para posteriormente mediante procesos enzimáticos transformarlo a moléculas que pueden ser transportadas a través de la pared celular para su aprovechamiento en generación de energía o en síntesis de protoplasma biológico. Esto quiere decir que una vez absorbido el sustrato a los microorganismos estos pueden ser removidos del sistema por medio de sedimentación alcanzándose una elevada eficiencia de remoción sin haberse producido estabilización de la materia orgánica una vez concentrados los microorganismos con el sustrato son transferidos a un tanque de aireación donde se promueve el metabolismo del sustrato en volúmenes menores y con costos energéticos también menores. En la fig. 9.13 se presenta en forma esquemática este tipo de tratamiento. En general esta variante implica la reducción de los volúmenes del reactor en proporción directa al incremento en concentración de los sólidos suspendidos del licor mezclado que en los sistemas de lodos activados convencionales se mantienen entre 2000 y 4000 mg/l y que en el tanque de aireación se pueden alcanzar concentraciones de hasta 8000 a 12000 mg/l. El posible mayor costo de inversión requerido por la construcción de dos tanques de aireación se compensa tanto por los menores volúmenes y por la disminución de la energía requerida para su mezclado.

Esta variante del proceso de lodos activados puede emplearse como sustitución de cualquier otra variante; sin embargo los mayores beneficios y por lo tanto las aplicaciones más comunes están en relación con la sustitución de aireación extendida implicando largos tiempos de retención celular.

En la práctica se ha encontrado que tiempos de retención para la etapa de contacto de 1 a 3 horas y de estabilización de 3 a 6 horas alcanzando eficiencias de remoción de más del 90%. Un tanque de contacto de 3 horas de tiempo de retención con un tanque de estabilización de 6 horas operando a 3000 y 8000 mg/l de sólidos suspendidos del licor mezclado respectivamente generarán resultados equivalentes a una aireación convencional de 19 horas de tiempo de retención en un volumen equivalente a 9 horas.

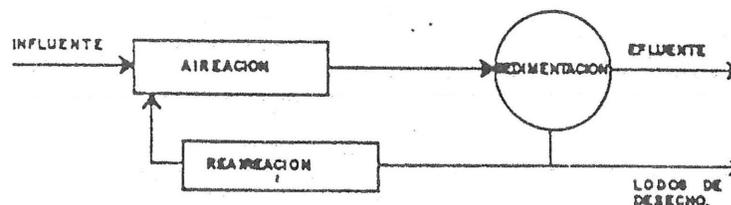


Fig. 9.13 Esquema del proceso de lodos activados con estabilización por contacto.

9.4.1.7 LODOS ACTIVADOS CON UTILIZACION DE OXIGENO PURO

Las aguas residuales concentradas especialmente las generadas en procesos industriales con altas demandas de oxígeno para su procesamiento requieren de potencias de aereación elevadas que compiten económicamente con la generación de oxígeno que empleado en lugar de aire normal, incrementa la transferencia de este elemento para el metabolismo biológico.

La necesidad de recircular el oxígeno no aprovechado por los microorganismos obliga al empleo de tanques cerrados con mínima posibilidad de interconexión con el aire ambiente lo que encarece las inversiones y hace más compleja la operación. Es sin embargo un proceso promovido por los fabricantes de generadores de oxígeno y se ha utilizado en forma comercial principalmente en Estados Unidos y en algunos países Europeos.

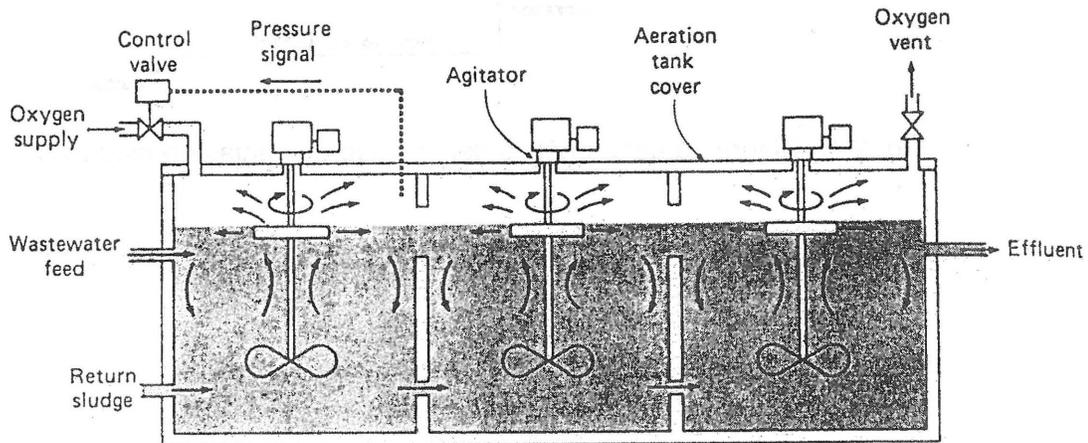


Fig. 9.14 Sistema de multietapas con oxígeno puro

9.4.2 ZANJAS DE OXIDACION

Una zanja de oxidación es un proceso de tratamiento biológico de lodos activados, comúnmente operado como un proceso de aereación extendida. La unidad consiste de un canal en forma de circuito cerrado, de 3 a 6 pies (0.9 a 1.8m) de profundidad, con paredes de 45° de pendiente y aereadores mecánicos, localizados en uno o varios puntos a lo ancho de la zanja. El efluente de un pretratamiento, comúnmente cribado, trituración o desarenación, entra a la zanja, es aereado por cepillos horizontales, o aereadores tipo disco diseñados especialmente para zanjas de oxidación y circula a lo largo del canal a una velocidad de aproximadamente 1 a 2 pies/seg (0.3 a 0.6 m/seg). Los aereadores crean una mezcla y provocan la circulación del agua en la zanja, así como una transferencia de oxígeno suficiente. La mezcla en el canal es uniforme, pero pueden existir zonas de baja concentración de oxígeno disuelto. Los aereadores operan en un ámbito de 60 a 110 RPM y proporcionan velocidad suficiente para mantener los sólidos en suspensión. En este proceso puede ocurrir un alto grado de nitrificación, sin ninguna modificación del sistema en especial. La razón de lo anterior se debe a los largos tiempos de retención de los sólidos utilizados (10 a 50 días). El efluente de las zanjas de oxidación se alimenta a los sedimentadores secundarios. El proceso de zanjas de oxidación se aplica a cualquier situación donde sea apropiado un tratamiento de lodos activados (convencional o aereación extendida). El costo del proceso de tratamiento es generalmente menor a otros procesos biológicos para un ámbito de flujos entre 0.38 a 38 Ml/día (0.1 a 10 Mgal/día).

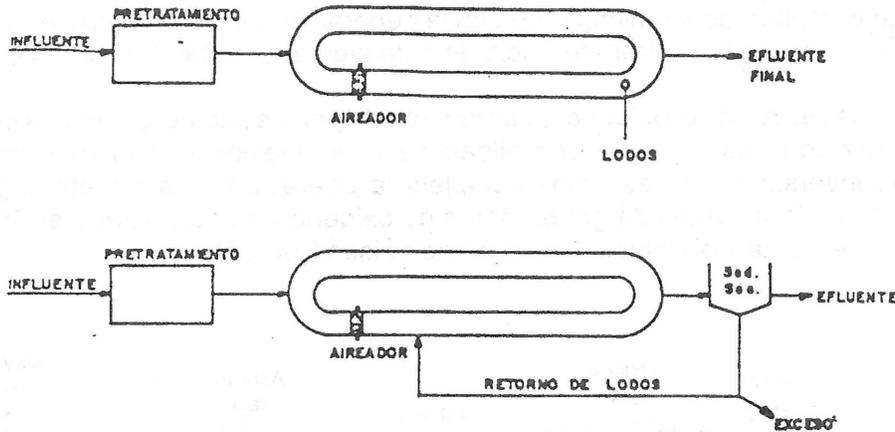


Fig. 9.15 Diagrama esquemático del proceso de zanjas de oxidación

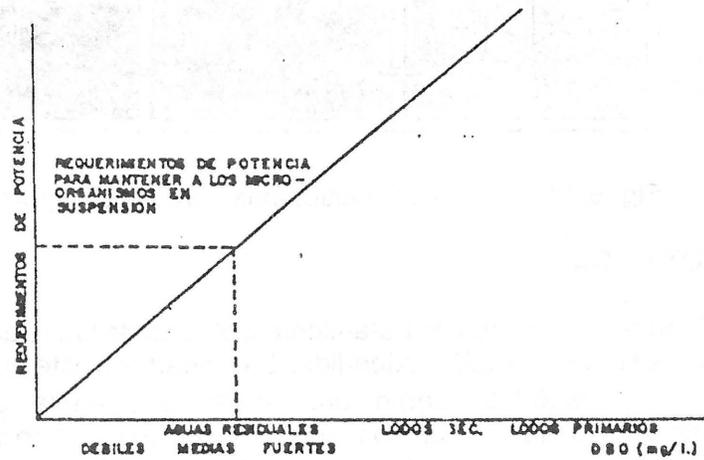


Fig. 9.16 Relación entre potencia requerida y concentración de materia orgánica degradable en el desecho.

El proceso biológico en sí, es una variante del denominado aereación extendida por lo tanto comparte las principales características de éste como son la de no requerir, en general, sedimentación primaria y la de permitir mediante largos tiempos de retención celular, la estabilización de los lodos los cuales no requieren de procesos de digestión previos a su disposición final.

A parte de estas dos ventajas mencionadas, el sistema de zanjas de oxidación ha presentado otras de gran importancia como son:

- a) Utilización de sistemas de aereación con bajos requerimientos de energía. Aunque, el rotor de paletas comúnmente empleado en las zanjas de oxidación no es mucho más eficiente que otros sistemas en cuanto a transferencia de oxígeno se refiere, este mecanismo ha permitido el desarrollo de otros sistemas que poseen algunas ventajas especiales.
- b) Remoción eficiente de nitrógeno. En un análisis comparativo de varios sistemas de tratamiento biológico para un mismo influente y bajo condiciones ideales de operación, se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 9.3

De esta tabla se puede observar que para un mismo nivel de remoción de materia orgánica, el proceso de zanjas de oxidación es un sistema que promueve eficientemente la remoción de nitrógeno. Esto se basa principalmente en el proceso biológico de nitrificación-denitrificación, el cual puede ser parcialmente incrementado al controlar la transferencia de oxígeno en el reactor. Originalmente los sistemas se diseñaron para que operaran en condiciones aerobias con o sin recirculación de lodos como se muestra esquemáticamente en la fig. 9.15. Esta condición de aerobiosis aunada a los largos tiempos de retención celular (20 a 25 días) provoca la proliferación de organismos nitrificantes con la consecuente transformación de nitrógeno amoniacal a nitritos y nitratos. A medida que por razones de crecimiento natural de las poblaciones servidas las cargas orgánicas se incrementa, las condiciones aerobias no se conservan en todo el reactor provocando problemas de septicidad que se considera negativos. La respuesta a esta situación es la de incrementar la potencia de los aereadores.

Sin embargo, en algunos casos se observa que la parcial anaerobiosis en el reactor provoca el proceso de denitrificación con el consecuente desprendimiento del gas nitrógeno a la atmósfera. De esta forma el sistema tuvo aceptación como un proceso que estimula la remoción de nitrógeno.

- c) Adecuada utilización de la capacidad de agitación y transferencia de oxígeno de los aereadores mecánicos. Los requerimientos de potencia en un reactor biológico para suministrar oxígeno y para mantener a los microorganismos en suspensión se puede representar esquemáticamente como se muestra en la fig. 9.16

De acuerdo con la figura, la potencia requerida para tratamiento de aguas residuales medias o débiles ($DBO_5 < 250$ mg/lit) está regido por el mezclado, obteniéndose una transferencia de oxígeno superior a la necesaria. Sin embargo, en sistemas en que se promueve la oxidación completa del material orgánico como es el caso de las zanjas de oxidación, los requerimientos de oxígeno se incrementan hasta que en algunos casos llegan a exceder la transferencia, provocando condiciones anaerobias como las que se analizan en el inciso anterior.

CRITERIOS DE DISEÑO

A continuación se presenta un resumen de los criterios de diseño de zanjas de oxidación.

Carga de DBO_5 (kg/1000m³, vol. aereación/día) 8.6 a 15

t - Tiempo de retención hidráulica - 12 a 96 hrs.

Oc - Tiempo de retención celular - 10 a 33 días

Profundidad del canal (m) - 0.9 a 1.8

SSVLM - Sólidos suspendidos volátiles del licor mezclado - 3000 a 5000 mg/l

HP - Potencia de aeradores - 4.7 a 23 HP/1000 m³

SSLM - Sólidos suspendidos del licor mezclado - 3000 a 8000 mg/l

F/M - Relación comida-microorganismos - 0.03 - 0.10

Geometría del canal - paredes verticales ó de 45E

R=Qw/Q - Tasa de recirculación de lodos - 0.25 a 0.75

Co - Carga orgánica - 0.16 a 0.32 Kg DBO5/m³-día

Consumo de Energía: el consumo de energía en zanjas de oxidación se puede estimar en base al flujo de agua, requerimiento de oxígeno por DBO removida y eficiencia de transferencia de oxígeno. Para fines de estimación se puede suponer una eficiencia de transferencia de oxígeno de 1.8 lb O₂/HP-h y un requerimiento de oxígeno de 1.5 lb O₂/lb DBO removida.

9.4.3 LAGUNAS AEREADAS

El proceso de lagunas aereadas es una variante del proceso de lodos activados, con la diferencia significativa de que normalmente no se emplea recirculación de lodos. Esta diferencia trae las siguientes consecuencias:

- a) Una baja concentración de biomasa en el reactor (SSVLM de 150 a 350 mg/l),
- b) Altos tiempos de retención necesarios para obtener eficiencias comparables a las del proceso de lodos activados convencional (tiempos de retención de 2 a 7 días),
- c) Grandes volúmenes de los reactores por lo que resulta mas económico construirlos en forma de lagunas con bordos de tierra.

Físicamente las lagunas aereadas son similares a las lagunas de estabilización, con una importante diferencia, que el oxígeno necesario para conservar el proceso de bio-oxidación es suministrado mecánicamente en el caso de las lagunas aereadas.

Características del Proceso

Las ecuaciones para el cálculo de necesidades de oxígeno, de generación de lodos y de cinética de remoción de DBO son similares, en principio, a las ecuaciones de proceso convencional de lodos activados, pero con algunas diferencias prácticas, como a continuación se explica.

Requerimientos de Oxígeno

Las lagunas aereadas pueden ser diseñadas totalmente mezcladas y totalmente aeróbicas o parcialmente mezcladas y facultativas (una parte del volumen se encuentra en condiciones aeróbicas y el resto en condiciones anaeróbicas). En ambos casos, para conservar los sólidos volátiles en suspensión es necesario inyectar al sistema una cierta cantidad de energía en forma de mezclado. Generalmente, la cantidad de energía requerida por mezclado es mayor que la cantidad de energía requerida por suministro de oxígeno, razón por la cual los requerimientos de mezclado gobiernan generalmente la selección del tamaño de los equipos de aereación.

Valores típicos de requerimientos de energía por unidad de volumen en lagunas aeradas se indican a continuación:

Tipo de Laguna	Requerimientos de Energía	
	HP/10 ⁶ gal	watts/m ³
Para suministro de Oxígeno	6 a 10	1.2 a 2.0
Para Mezclado:		
Facultativa, Parcialmente Mezclada	30 a 40	5.9 a 7.9
Aeróbica, Completamente Mezclada	60 a 100	11.8 a 19.7

Generación de Lodos

En las lagunas completamente mezcladas, para aprovechar mejor la energía suministrada al sistema, es común emplear una unidad de sedimentación del efluente para concentrar y recircular la totalidad de lodos sedimentados al sistema de lagunas, incrementando así la concentración de SSVLM hasta 800 mg/l. En el caso de lagunas facultativas, y dependiendo de las normas de SS en el efluente, se pueden emplear lagunas facultativas o de maduración, no aeradas, para eliminar los sólidos suspendidos y mejorar la calidad del efluente.

Otras características

Como todo proceso biológico, la eficiencia del proceso se mejora cuando las unidades de tratamiento se operan en serie. Por esta razón se recomienda un mínimo de dos lagunas en serie.

Una ventaja de las lagunas aeradas es que, debido a sus altos tiempos de retención, resiste favorablemente sobre-cargas orgánicas y/o hidráulicas.

Debido a los incrementos en los costos de energía eléctrica registrados en los últimos años, la aplicación del proceso de lagunas aeradas se ha visto limitada al tratamiento de desechos industriales con altas concentraciones de contaminantes y cuando la disponibilidad de terrenos es alta y a bajo costo. Para el tratamiento de aguas residuales municipales el proceso de lagunas aeradas ofrece pocas ventajas que compensen sus altos consumos de energía.

EFICIENCIAS DEL PROCESO

Remoción de DBO	60 a 90%
Remoción de DQO	70 a 90%
Remoción de SS	70 a 90%

CRITERIOS DE DISEÑO

Operación: Lagunas aereadas en serie, seguidas de lagunas para la separación de sólidos suspendidos.

Tiempo de retención: 2 a 8 días,

Profundidad: 1.8 a 3.6

Requerimientos de oxígeno 0.7 a 1.4 veces la DBO removida

CONSUMO DE ENERGIA

Los consumos típicos de energía del proceso de lagunas aereadas se muestran en la siguiente tabla:

Tipo de Laguna	Consumo de Energía [Kw-h/m ³]		
	Tiempo de Retención [días]		
	2	4	6
Por Aereación	0.06 a 0.09	0.11 a 0.19	0.17 a 0.28
Para Mezclado			
Parcialmente Mezc.	0.28 a 0.38	0.57 a 0.76	0.85 a 1.14
Completamente Mezc.	0.57 a 0.95	1.14 a 1.89	1.70 a 2.84

9.5 MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO

9.5.1 FILTROS BIOLÓGICOS

También se les conoce como filtros percoladores, filtros rociadores o biofiltros.

Hace años se observó que el crecimiento de organismos productores de limo ocurría con la autopurificación del agua en las corrientes. El filtro biológico es uno de los varios procesos de tratamiento que se han desarrollado con la intención de encontrar un método económico y eficiente para desarrollar los medios naturales de purificación. En forma simple, se trata de proveer una superficie en la cual el estado microbiológico pueda crecer al exponer esta superficie en forma continua a las aguas residuales y al aire para la adscripción y asimilación de materia orgánica con aereación. Así el método consiste en dejar escurrir el agua residual en un filtro empacado con piedra o con algún medio sintético; en la superficie del medio se desarrollan crecimientos biológicos que biooxidán la materia orgánica presente en el agua y el efluente es recolectado en el fondo del filtro.

Una vez que el filtro se encuentra operando, la superficie del medio comienza a cubrirse con una sustancia viscosa y gelatinosa conteniendo bacterias y otro tipo de microorganismos. El efluente de la sedimentación primaria es distribuido uniformemente en el medio de soporte del filtro a través de un sistema distribuidor de flujo. El oxígeno para que se lleve a cabo el metabolismo

biológico aerobio es suministrado por la circulación del aire a través de los intersticios entre el medio filtrante y, parcialmente, por el oxígeno disuelto presente en el agua residual. Al cabo de un tiempo, comienza el crecimiento microbiano en la interfase anaerobia del medio filtrante, generando el crecimiento de organismos anaerobios y facultativos que junto con los organismos aerobios forman el mecanismo básico para la remoción de la materia orgánica. En algunos casos cuando las torres de los filtros son muy altas, y/o la concentración de DBO en el influente muy grande puede ser necesario la inducción de flujo de aire por medio de ventiladores o sopladores instalados en ventilas que se dejan en la parte inferior de estos filtros.

La cantidad de biomasa producida es controlada por la disponibilidad de alimento. El crecimiento puede incrementarse proporcionalmente con el aumento de la carga orgánica hasta lograr un espesor máximo deseado. Este crecimiento máximo es controlado por factores de tipo físico que incluyen rapidez de dosificación, tipo de medio, tipo de materia orgánica, cantidad de nutrientes esenciales presentes y temperatura. Durante la operación de los filtros la biomasa se desprende en forma periódica o continua.

El efluente del filtro biológico deberá pasar a través de un clarificador secundario para colectar la biomasa desprendida. La sedimentación primaria es necesaria antes de los filtros con medio de roca para minimizar los problemas de obstrucción. Por otro lado, si los sólidos presentes en el agua residual han sido tratados con desmenuzadores o trituradores no se requiere la sedimentación primaria y el medio de soporte deberá ser preferentemente de plástico corrugado o material con un gran número de espacios vacíos que es directamente proporcional al área superficial.

La recirculación del efluente del filtro percolador se ha utilizado para mejorar la eficiencia del filtro. Incrementando la velocidad de distribución del flujo se reduce la probabilidad de tener una superficie seca cuando el gasto disminuye, de tal modo que se mantenga la capacidad de diseño. Esto es, flujos altos mantienen la fuerza cortante para desprender la biomasa en exceso.

La Fig. 9.17 muestra el corte de un filtro percolador en el que se destacan sus principales componentes.

Clasificación de los filtros

Los filtros biológicos se clasifican en función de las cargas hidráulicas y orgánicas aplicadas como de baja, media y alta tasa. La carga hidráulica es el volumen total de líquido, incluyendo la recirculación, por unidad de tiempo y área del filtro ($m^3/ha/d$). La carga orgánica se expresa como los kilogramos de DBO por día por unidad de volumen del medio filtrante ($kg/m^3/$).

Los filtros de baja tasa se diseñan para cargas hidráulicas de 19 000 a 37 000 $m^3/ha/d$, mientras que para los filtros de alta tasa de 94 000 $m^3/ha/d$ o más de manera que se eliminen los sólidos orgánicos en exceso y prevenir obstrucciones. Sin embargo, se ha encontrado que para cargas hidráulicas de 39 000 a 94 000 no se generan obstrucciones, llamando a éstos filtros de media tasa o tasa estándar.

El proceso de filtros biológicos puede ser clasificado en las siguientes categorías:

- Filtros Empacados con Roca : Baja, Media y Alta Tasa
- Filtros Empacados con Medio Sintético : Alta, Muy Alta y Desbaste

El proceso de filtración biológica va precedido, generalmente, de una sedimentación primaria para remover los sólidos en suspensión que puedan obstruir el filtro. Ya que la biomasa responsable del proceso de bio-oxidación está adherida al medio de empaque, y no en suspensión como en el caso del proceso de lodos activados, la biomasa no es arrastrada en el efluente y por lo tanto no es necesaria la recirculación de lodos biológicos. Sin embargo, el exceso de lodos sí es arrastrado en el efluente, razón por la cual es común la instalación de sedimentadores secundarios para la colección del exceso de lodo. La cantidad de lodos generados en exceso es función de la DBO removida y de la densidad de carga orgánica sobre el filtro (a menor densidad de carga, menor generación de exceso de lodos). El arrastre del exceso de lodos puede ser intermitente, en forma de purgas periódicas, o en forma continua a una tasa constante, dependiendo, principalmente, de las condiciones de carga hidráulica y características físicas del medio de empaque.

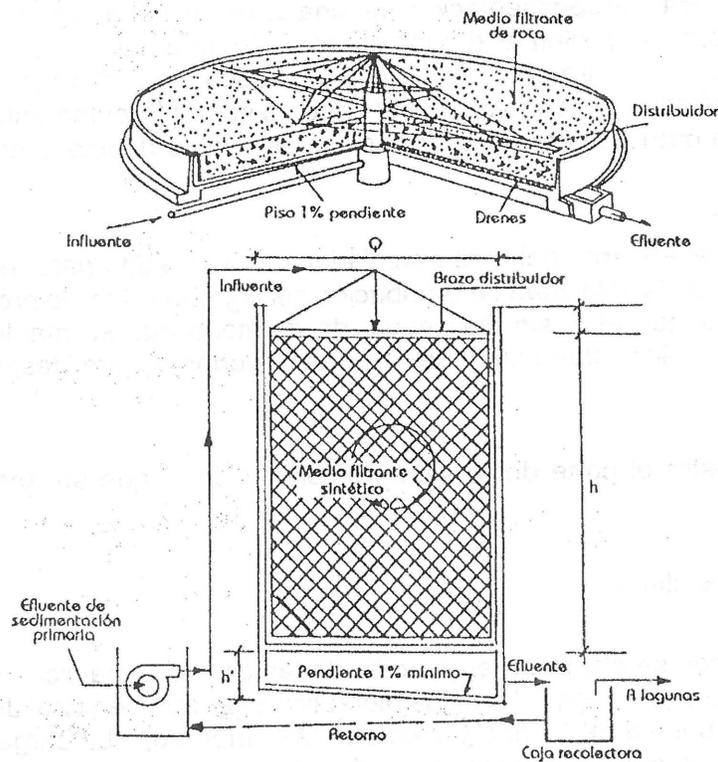


Fig. 9.17 Esquemas de filtros biológicos horizontal con piedra y vertical con medio sintéticos

La profundidad de los filtros biológicos varía en un ámbito muy grande, dependiendo principalmente del tipo de medio de empaque empleado. Para filtros empacados con piedra, las profundidades normales son de 1.5 a 3 metros. Para filtros empacados con medios sintéticos las profundidades pueden variar de 1.5 a 10 metros. En términos generales, la eficiencia de un filtro aumenta en forma proporcional (no lineal) con su profundidad, pero los

costos de bombeo aumentan también al incrementarse la altura del filtro. El ingeniero proyectista debe sopesar ambos factores en la selección de la dimensiones de un filtro biológico. La mayoría de los filtros de baja tasa son diseñados con profundidades de 1.5 a 2.1 m, mientras que los de alta tasa son diseñados con profundidades de 0.9 a 1.8 m. Relativamente, la profundidad de los filtros de baja tasa mejora la nitrificación potencial y en algunas ocasiones es usado como la segunda etapa de un sistema biológico de tratamiento secundario cuando se desea un efluente nitrificado.

La eficiencia del tratamiento de un filtro biológico con medio sintético, no se afecta por la profundidad a diferencia de un filtro con medio de piedra, probablemente por los efectos combinados de las cargas hidráulicas altas y el incremento de los espacios vacíos del medio.

Las profundidades mínimas de los medios plásticos son aproximadamente 3 m mientras que las máximas están limitadas a 12 m por consideraciones prácticas, en particular por los costos de bombeo.

En los circulares el agua es alimentada en la parte superior del filtro por medio de brazos giratorios. Los brazos distribuidores son alimentados por el centro, haciendo girar la misma fuerza del agua estos brazos. Los brazos están provistos de orificios y difusores para la distribución uniforme del agua en el medio. Los distribuidores rotatorios se fabrican para tanques con diámetros de 6 a 60 m.

Teoría básica de la operación

El nombre de FILTRO puede resultar confuso dado que el principal proceso de remoción de la materia orgánica no es la filtración física a través de la porosidad del medio, sino por la difusión y asimilación de la misma materia orgánica por los microorganismos. El agua residual percola en forma descendente a través del medio elegido y el efluente se recoge en el fondo. Se forma una capa o película de limo o biomasa adherida al material filtrante. La capa tiene un espesor comprendido entre 0.1 y 2 mm. y está formada por dos capas: una anaerobia y otra aerobia.

El espesor de la subcapa aerobia es función del caudal de agua residual y de la DBO_5 . Cuanto mayor sea el valor de la DBO_5 , menor será el espesor de la capa aerobia. Generalmente se asume que el flujo de las aguas residuales es laminar para las cargas hidráulicas que normalmente se presentan durante la operación de la planta.

El sustrato se oxida parcialmente para proporcionar la energía necesaria al proceso biológico. Otra parte se utiliza para sintetizar nuevo material microorgánico que va a formar parte de la capa biológica. La materia orgánica y coloidal se separa mediante la oxidación aerobia, biosorción, coagulación y descomposición anaerobia. En la subcapa anaerobia, la degradación ocurre con formación de ácidos orgánicos como metano (CH_4) y ácido sulfhídrico (H_2S).

Prácticamente no existe disminución de carga orgánica debido a filtración mecánica.

Un espesor de la capa mayor a 2 mm. puede ocasionar obstrucción al paso de las aguas residuales y una reducción de la transferencia del oxígeno a los microorganismos aerobios. Conforme la capa de limo aumenta de espesor, la materia orgánica se metaboliza antes de

alcanzar la capa de microorganismos adheridos a la superficie del medio filtrante. Estos microorganismos quedan sin alimentación y tienden a pasar a la fase de respiración endógena; en este estado la capa pierde su capacidad para unirse a la superficie y se desprende, con lo que se tiene un control del espesor. Este fenómeno conocido como "desprendimiento", es función de las cargas hidráulica y orgánica.

Componentes básicos de un filtro percolador.

- Medio filtrante
Es el medio físico en el cual se propicia la formación de una película gelatinosa (llamada zooglea) constituida por una población heterogénea de microorganismos cuya acción física y bioquímica descompone la materia orgánica disuelta en las aguas residuales al tomarla como alimento.
- Sistema de distribución
Es un dispositivo hidráulico que tiene por objeto repartir uniformemente el agua residual en la superficie del medio filtrante.
- Sistema de bajo dren
Es el componente que se encuentra en el fondo del filtro y que soporta al medio filtrante; recibe y colecta el agua filtrada, y permite la ventilación para mantener adecuadas condiciones aerobias en la zooglea.

Medio filtrante

- Material pétreo. De 2 a 4 pulgadas (5 a 10 cm) de granulometría uniforme.

Material sintético

- Policloruro de vinilo (PVC)
- Esferas de vidrio
- Esferas de porcelana
- Polietileno de alta densidad
- Asbesto
- Carbón

El material debe ser durable y resistente

Debe poseer una gran relación de área superficial por unidad de volumen.

En general el material sintético es de un mayor costo en relación con el material pétreo, pero tiene una mayor carga superficial.

Sistema de distribución

Tradicionalmente se han utilizado distribuidores rotatorios formados por dos o más tuberías montadas sobre una columna que sirve como pivote en el centro del filtro y gira en un plano horizontal a pocos centímetros del medio filtrante. (20 a 25 cm)

- Movimiento
 - Impulsado por un motor eléctrico
 - Por carga hidráulica del agua residual
- Salida del agua
 - Por boquillas
 - Por orificios

Sistema de distribución

- Brazos del distribuidor
 - En unidades pequeñas son de sección constante
 - En unidades grandes son de sección decreciente, con el propósito de tener un gasto de salida constante en todas las boquillas.
- Características constructivas
 - Material resistente (normalmente acero al carbón) protegido contra la corrosión con capacidad suficiente para soportar fluctuaciones en el gasto sin variar sustancialmente la velocidad de giro.

Sistema de bajo dren.

- Funciones
 - a) Recolectar agua tratada y los sólidos que se desprenden del medio filtrante.
 - b) Permitir la ventilación al medio filtrante para mantener condiciones aeróbicas en la biomasa.
- Condiciones requeridas
 - Con capacidad suficiente para drenar rápidamente el agua recolectada (normalmente operan con gravedad) Se recomienda que los drenes inferiores y las canaletas de recolección se diseñen con un bordo libre adicional a partir del tirante correspondiente al gasto máximo. Diseño que permita la limpieza y la ventilación.
- Materiales utilizados para su construcción.
 - Madera (entarimado)
 - Viguetas de concreto (fondo falso)
 - Tuberías de material plástico

- Ventilación
 - Requerimientos y recomendaciones
 - a) Los drenes inferiores y canales recolectores deben diseñarse para que a flujo máximo, estén llenos hasta la mitad de su altura.
 - b) En los extremos del canal deben instalarse dispositivos de ventilación (por ejemplo con tubería vertical).
 - c) Los filtros de gran diámetro, más de 30 m., deben tener canales recolectores secundarios con dispositivos de ventilación cercanos a la periferia.
 - d) El área de los espacios libres en los drenes inferiores no deben ser menores al 15% del área total del filtro.
 - e) Por cada 25 m² de filtro debe proporcionarse 0.10 m² de área abierta en las rejillas de ventilación.

Especificaciones

Para el diseño adecuado y el buen funcionamiento de los filtros biológicos es necesario cumplir con ciertas especificaciones.

1. La DBO no debe ser mayor a 500 mg/l para asegurar condiciones aerobias. En caso que las aguas residuales tengan una DBO mayor el filtro deberá diseñarse con recirculación.
2. Cuando el medio de relleno tiene una superficie específica alta (m²/m³), la carga hidráulica debe no ser muy elevada para evitar una alta cantidad de biomasa que impide la libre circulación del líquido, ocasionando su inundación.
3. El pH de las AR debe ser tal que el exceso de acidez o alcalinidad debe neutralizarse en las capas superiores del filtro, problema que puede obviarse diseñando con recirculación del efluente.
4. El proceso aerobio requiere oxígeno para la conversión del carbono y nitrógeno de la materia orgánica. En las primeras capas del FB se efectúa la liberación del NH₃ y en las siguientes o profundas se forman los nitritos (NO₂) y nitratos (NO₃).
5. La selección de la profundidad del filtro dependerá de la carga orgánica que se aplique, expresada en kilogramos de DBO₅ por metro cúbico (m³) por día.
6. Para medios de relleno constituidos por rocas la profundidad varía de los 3 metros, cuando el medio es de plástico puede llegar a tener 12 metros. El tamaño de la roca puede ser de 5 a 10 cm. de diámetro. Un medio pequeño puede obstruir el filtro limitando la circulación del aire, uno grande reduce el área de contacto del líquido con la biomasa adherida a la roca y baja la eficiencia.

Metodología para el diseño.

Existen diversos métodos, pero los mas utilizados para el diseño de los FB son:

- Método del Consejo Nacional de Investigación - CNI (United States National Research Council).
- Método de K. L. Schulze (similar a la fórmula de Vel₂)
- Método de Schulze modificado (Eckenfelder).
- Método recomendado por la Comisión Nacional del Agua (CNA)

METODO DEL CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACION

1. Es una metodología empírica basada en casos en los que las características de las aguas residuales fueron similares.
2. La eficiencia del filtro se determinan mediante la fórmula:

$$E = \frac{100}{1 + C \left(\frac{W}{V \cdot F} \right)^{1.2}}$$

E = eficiencia o porcentaje de remoción de la DBO

W = Carga de DBO aplicada por día (lb/día)

V = volumen del filtro (acre/pie)

F = número de pasadas efectivas por el filtro

C = coeficiente (0.0085 en el sistema inglés y 0.44 en el métrico).

El valor de F se determina con la fórmula:

$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1 \cdot R)^2}$$

R = relación de reciclo (flujo total con el que recircula)

METODO DE K.L. SCHULZE

Matemáticamente se expresa con la fórmula:

$$\frac{Se}{So} = e^{-k \cdot t}$$

$$t = D / Q^{0.67}$$

- Se = DBO₅ del efluente (mg/1)
 So = DBO₅ del influente (mg/1)
 t = tiempo de contacto
 D = profundidad del filtro (pies)
 Q = carga hidráulica (millones gal/acre/día - MGAD)
 k = constante igual a 0.3

Para la solución de los problemas se calcula el valor de Q y luego el volumen (V) aplicando la fórmula:

$$V = \frac{G_d}{Q} D$$

- V = volumen (acre/pie)
 G_d = millón/galones/día (MGD)
 D = pies

METODO DE K.L. SCHULZE MODIFICADO

La metodología de Schulze fue analizada detenidamente por W. Eckenfelder, tomando en consideración que el proceso del filtro biológico es similar al de lodos activados, pero con operación intermitente.

1. El medio de relleno del filtro (piedra, plástico, etc) al ponerse en contacto con las aguas residuales forma una película biológica (biomasa), constituida por una zona anaerobia y otra aerobia que dependerán de la difusión del oxígeno disuelto en las aguas residuales o del aire que circula en el medio. Matemáticamente podría expresarse con la fórmula:

$$\frac{Se}{So} = E^{-k \cdot X_v \cdot t}$$

- S_e = DBO₅ del efluente (mg/l)
 S_o = DBO₅ del influente (mg/l)
 k = coeficiente
 X_v = sólidos volátiles
 t = tiempo de retención

El tiempo medio de retención (t_m) es:

$$t_m = \frac{C \cdot D^m}{Q^n}$$

- Q = carga hidráulica en galones por minuto por pie cuadrado (gpm/p²).
 D = profundidad del filtro (pies)
 C, n, m = coeficientes

La masa biológica dependerá del área y de la naturaleza del material que constituye el filtro (A_v).

$$\frac{S_e}{S_o} = E \frac{-k \cdot A_v \cdot D^m}{Q^n}$$

haciendo $K = k \cdot A_v$

$$\frac{S_e}{S_o} = E \frac{-k \cdot D^m}{Q^n}$$

Para tener una idea del valor de los coeficientes podemos citar algunos ejemplos

Clase de medio	Av	n	C
Vidrio (esferas)	85	0.65	9.5
Roca (2.5 - 4.0 pulg)	-	0.408	4.15
Asbesto	85	0.80	8.0

Para obtener mejores eficiencias se requiere recircular el líquido, lo que equivale a diluir la DBO del influente.

$$\frac{S_a}{S_o} = E \frac{-k \cdot D^n}{Q^n}$$

S_a = contenido orgánico por dilución

$$S_a = \frac{S_o + N \cdot S_e}{1 + N}$$

N = relación del reciclo

Experimentalmente se pueden determinar los coeficientes "n" y "K", mediante experiencias relativamente sencillas en columnas transparentes que soportan medios aclimatados y que reciben cargas hidráulicas variables.

METODO RECOMENDADO POR LA CNA

Características del proceso

En la siguiente tabla se presentan las características típicas de estos tipos de filtros. Las características de los diferentes medios se resumen en la siguiente tabla:

Medio de Empaque	Tamaño		Densidad Aparente Kg/m ³	Area Especifica		Vacíos %
	Mm	Pulg.		m ² /m ³	Pie ² /pie ³	
Roca						
Pequeña	25-65	1-2 ^{1/2}	1250-1450	55-70	17-21	40-50
Mediana	100 -120	4-5	800-1000	40-50	12-15	50-60
Plástico						
Convencional			30-100	80-100	24-30	94-97
Alta Densidad			30-100	100-120	30-70	94-97

EFICIENCIA DEL PROCESO

La eficiencia en remoción de DBO del proceso de filtración biológica, se estima con dos ecuaciones:

1. Una expresión empírica (dimensionalmente no homogénea) desarrollada a partir de los resultados medidos en filtros de piedra en instalaciones militares de los Estados Unidos:

$$Ef = \frac{1}{1 + 0.44 \cdot (C_0 / F)^{0.5}}$$

C_0 = Carga orgánica por unidad de volumen [Kg de DBO₅/m³-día]

F = Factor de recirculación, $F = 1 + R$

R = Relación entre gasto de recirculación y gasto del influente.

2. Una expresión teórica derivada de la ecuación de la cinética de primer orden de la bio-oxidación:

$$\begin{aligned} Se / So &= \exp \{-kt_c\} \\ T_c &= c \cdot A_s \cdot D / q^n \\ Se / So &= \exp \{-K_t \cdot A_s \cdot D / q^n\} \end{aligned}$$

La constante "n" es función de las características hidráulicas del medio de empaque y se ha estimado entre 0.5 y 0.65. "K" es la constante de la biodegradabilidad de la DBO en el agua; para aguas residuales domésticas su valor se ha estimado entre .002 y .003 (lts/seg-m²)^{0.5}. La dependencia de "K" con la temperatura se puede expresar con la siguiente ecuación:

$$K_R = K_{20} \cdot 1.035^{(T-20)}$$

La ecuación cinética (para n=0.5) se puede expresar incorporando el efecto de la recirculación con la siguiente expresión:

$$\frac{Se}{So} = \frac{e^{-K_t \cdot A_s \cdot D / q_r^{0.5}}}{(1+R) - R \cdot e^{-K_t \cdot A_s \cdot D / q_r^{0.5}}}$$

y la profundidad del filtro puede obtenerse con la siguiente ecuación:

$$D = \frac{\ln[(Se + Se \cdot R) / (So + Se \cdot R)] \cdot q_r^{0.5}}{K_T \cdot A_s}$$

So = DBO total del influente

Se = DBO disuelta del efluente

K_{20} = Constante cinética de bio-oxidación a 20EC

K_T = Constante cinética de bio-oxidación a TEC

A_s = Area específica del medio

D = Profundidad efectiva del filtro

q = Carga hidráulica por unidad de superficie horizontal del filtro, sin considerar el gasto de recirculación,

q_r = Carga hidráulica por unidad de superficie horizontal del filtro, considerando el gasto de recirculación.

Si la recirculación es cero (R=0), la última ecuación se simplifica como se indica a continuación:

$$D = \frac{\ln[Se / So] \cdot q^{0.5}}{K_T \cdot As}$$

La recirculación, como se indica en la tabla de características de los distintos tipos de filtros, no siempre se emplea. La recirculación es indispensable para garantizar la humidificación completa del medio filtrante cuando se presentan reducciones en el gasto de entrada, y se recomienda cuando el influente tiene altas concentraciones de DBO. Una ecuación propuesta para calcular la tasa de recirculación empleada en manuales de diseño de la EPA (Agencia de Protección Ambiental, EUA), es la siguiente:

$$R = 0.004 \cdot S_o - 0.6$$

S _o	[mg/l]	150	200	300	400	500	600
R	[%]	0	20	60	100	140	180

En Alemania, la velocidad de giro de los brazos distribuidores está especificada en función del gasto de agua descargado en cada giro del brazo distribuidor. Este parámetro, identificado como SK (Spulkraft) se expresa en mm de agua por cada vuelta del brazo y se calcula con la siguiente ecuación:

$$SK = \frac{q_r}{a \cdot n}$$

siendo "a" el número de brazos y "n" la velocidad de rotación del brazo [l/tiempo]. Para filtros de roca de baja tasa el valor de SK debe ser de 2 a 6 mm por vuelta, para filtros de alta tasa el valor de SK debe ser considerablemente mayor, pudiendo llegar a 60 a 600 mm/vuelta. La tabla siguiente muestra valores típicos de SK para condiciones normales de operación y para operaciones eventuales de lavado de lodos acumulados en el filtro (Albertson, O., Operations Forum, WPCF, Enero 1989):

Carga Orgánica [Kg/d·m ³]	SK [mm/vuelta]	
	Diseño	Lavado de Lodos
< .8	25 a 75	100
.8	50 a 150	150
1.2	75 a 225	225
1.6	100 a 300	300
2.4	150 a 450	450
3.2	200 a 600	600

Consumo de energía

El único consumo de energía del proceso es en el bombeo de la aguas para la alimentación del filtro. La carga de bombeo es igual a la altura del filtro más pérdidas por fricción más la carga hidráulica necesaria para la operación del brazo distribuidor.

El consumo de energía por unidad de volumen puede ser estimado con la siguiente ecuación

$$\text{Energía consumida [Kw-h/m}^3] = .004 * h$$

siendo "h" la carga total de bombeo en metros.

Características de filtros biológicos

Parámetro	Tasa Baja	Tasa Media	Tasa Alta	Tasa Muy Alta	Desbaste
Medio de Empaque	Roca	Roca	Roca o Sint.	Sintético	Sintético
Carga Hidráulica ⁽¹⁾ [gpm/pie ²] [l/seg-m ²]	.02 .06 .01 A .04	.06 a .16 .04 a .11	.16 a .63 .11 a .42	.24 a 1.5 .16 a 1.0	1.0 a 2.9 .7 a 2.0
Carga Orgánica [lb/d-1000 pie ³] [Kg/d-m ³]	5 a 25 .08 a .40	15 a 30 .24 a .48	25 a 300 .4 a 4.8	Hasta 300 Hasta 4.8	Mas de 100 Mas de 1.6
Recirculación	Mínima	Generalmente	Siempre	Generalmente	Gralmente no
Moscas	Sí	Variable	Variable	Pocas	Pocas
Descarga Lodos	Intermitente	Variable	Continua	Continua	Continua
Profundidad [m]	1.8 a 2.4	1.8 a 2.4	Roca: .9 a 2.4 Sint.: Hasta 9	Hasta 12	.9 a 6
Remoción de DBO en (%)	80 a 85	50 a 70	65 a 80	65 a 85	40 a 65

EJEMPLO DE DISEÑO DE DISTINTOS TIPOS DE FILTROS

Ecuación de diseño:

$$\frac{Se}{So} = \frac{\exp[-K_T \cdot As \cdot D / q_r^{0.5}]}{(1+R) - R \cdot \exp[-K_T \cdot As \cdot D / q_r^{0.5}]}$$

Concepto	Tasa Baja Piedra	Tasa Media Piedra	Tasa Alta Piedra	Tasa Alta Sint.	Tasa Muy Alta Sint.	Desbaste Sint.
Bases de Diseño						
Gasto medio [1/seg]	25	25	25	25	25	25
DBO total del influente "S" [mg/l]	200	200	200	400	400	400
DBO soluble del efluente "S _e " [mg/l]	60	60	60	80	60	120
Eficiencia del proceso [%]	70	70	70	80	85	70
Carga de DBO [kg/día]	432	432	432	864	864	864
Constante cinética a 20EC "K ₂₀ " [(l/seg-m ²) ^{0.5}]	.0025	.0025	.0025	.0025	.0025	.0025
[(gpm/pie ²) ^{0.5}]	.0030	.0030	.0030	.0030	.0030	.0030
Temperatura "T" [EC]	18	18	18	18	18	18
Carga hidráulica superficial "q ₀ " [l/seg-m ²]	.04	.08	.15	.40	1.00	1.40
[gpm/pie ²]	.06	.12	.22	.59	1.47	2.06
Area específica del medio "A _s " [m ² /m ³]	50	55	70	100	100	100
[pie ² /pie ³]	15	17	21	31	31	31
Diseño del Proceso						
K _T = K ₂₀ * 1.035 ^(T-20) [(l/seg-m ²) ^{0.5}]	.00233	.00233	.00233	.00233	.00233	.00233
[(gpm/pie ²) ^{0.5}]	.00283	.00283	.00283	.00283	.00283	.00283
Recirculación, R = 0.004 * S ₀ - 0.6	.20	.20	.20	1	1	1
q _r = q ₀ * (1+R) [1/seg-m ²]	.05	.10	.18	.80	2	2.80
[gpm/pie ²]	.07	.14	.27	1.18	2.95	4.13
Altura del filtro (D) en m:= {ln [(S _e + S _e * R) / (S ₀ + S _e * R)] q _r ^{0.5} } / K _T * A _s	2.0	2.6	2.8	4.2	8.1	5.5
Area superficial: A = Q/q ₀ [2]						
Diámetro de filtros (N=2)	625	312.5	166.7	62.5	25	17.9
Volumen de medio [m ³]	20.0	14.1	10.3	6.3	4.0	3.4
Carga orgánica por volumen [Kg/día-m ³]	1,267	815	467	263	204	99
[lb/día-1000 pies ³]	.3	.5	.9	3.3	4.2	8.7
Carga orgánica por área total del medio: [Kg/día-m ²]	21	33	58	205	265	545
[lb/día-1000 pies ²]	.007	.010	.013	.033	.042	.087
	1.40	1.98	2.71	6.73	8.70	17.88

Eficiencia

Se sobreentiende que la eficiencia de los filtros biológicos variará de acuerdo a la calidad de las aguas residuales y al proceso mismo de tratamiento. La recirculación puede favorecer la calidad del efluente, esto es dependiendo de instalaciones sanitarias de mayor costo por el bombeo de las residuales.

Esquemáticamente se indican algunas posibilidades de recirculación de las aguas y el empleo de filtros rociadores en serie para un sistema de tratamiento que utilizan sedimentación primaria y secundaria.

En los últimos años los filtros biológicos han dejado de ser la solución ideal para el tratamiento de las aguas residuales, a pesar de lo anterior son una buena solución para localidades pequeñas, instituciones y aguas residuales provenientes de la industria.

Aplicaciones

Los filtros biológicos constituyen el método adecuado para el tratamiento de las aguas residuales municipales e industriales, siempre que no se quiera obtener un efluente de alta calidad. Constituyen la solución para el tratamiento de:

1. Localidades medianas y pequeñas
2. Instituciones (hospitales, escuelas, hoteles).
3. Industria textil (algodón)
4. Industria para el procesamiento de pieles (curtidurías)
5. Lavanderías (tintorerías)
6. Enlatado de alimentos
7. Industria lactea (alto contenido orgánico)
8. Industria de la cerveza
9. Empacado de la carne
10. Industria del café

9.5.2 DISCOS BIOLÓGICOS O BIODISCOS

Es un proceso eficiente que no tiene complejidad mecánica en la operación y mantenimiento de las unidades.

Están constituidos de una serie de discos actualmente de plástico de alta densidad de 1 a 1.5 cm. de espesor, cercanos entre sí, que tienen un diámetro de 3.0 a 3.6 m. (10 a 12 pies), montados sobre un eje o flecha horizontal rotatoria que tiene una longitud de 7.6 m. (25 pies).

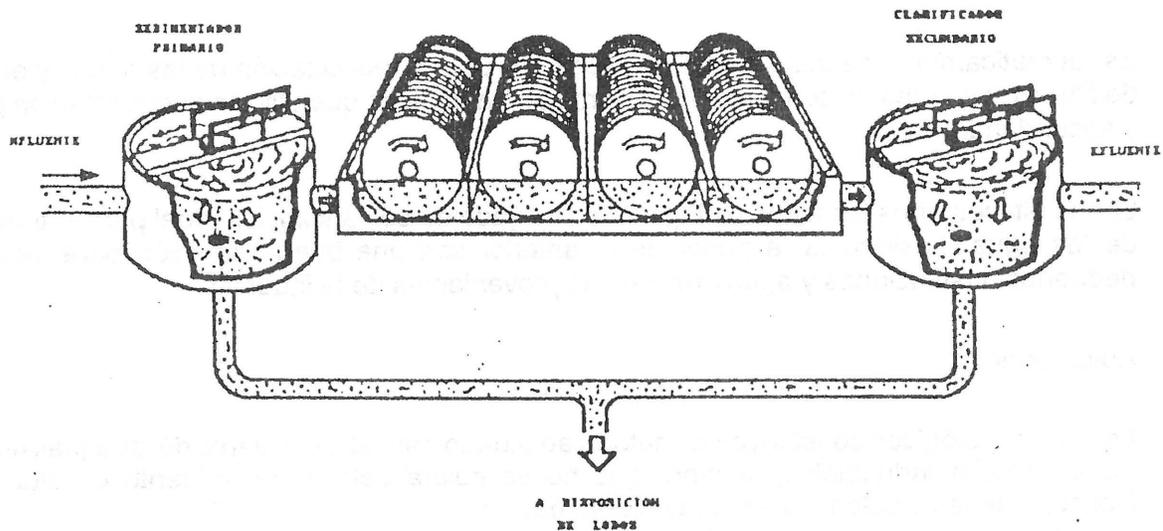


Fig. 9.18 Sistema de biodiscos

Cuarenta por ciento de la superficie de los discos está sumergida en las aguas residuales, para poder constituir una película biológica fija de 1 a 4 mm. de espesor. Los discos están accionados por un motor y giran a una velocidad de 1 a 2 RPM, pero generalmente de 1.4 a 1.6 RPM teniendo los discos contacto con el agua residual y la atmósfera al mismo tiempo.

Los microorganismos, presentes naturalmente en el agua residual, se adhieren al medio formando una capa delgada en todo el disco. La población biológica en el medio se acumula y se alimenta de los organismos presentes en el agua residual. La turbulencia causada por la rotación de los discos mantiene la biomasa en suspensión. Los sólidos suspendidos son transportados con el agua residual a un sedimentador secundario. Los sistemas de discos biológicos son clasificados por la densidad del medio, el tipo de transmisión, aplicación, arreglo y modo de operación. Actualmente el medio se clasifica como: de baja densidad, el cual es usado en el primer paso de remoción de DBO_5 ; de densidad media, el cual es usado en donde se disminuye la remoción de DBO_5 y comienza la nitrificación; de densidad alta, el cual es usado para la nitrificación. El área superficial varía de proveedor a proveedor, pero generalmente, para medios de densidad baja es de $9,300 \text{ m}^2$ ($100,000 \text{ pies}^2$) para diámetros de 3.7 m (12 pies), y flechas de 7.6 m (25 pies) de largo; para medios de densidad media el área es de $11,600 \text{ m}^2$ ($125,000 \text{ pies}^2$); para medios de densidad alta el área es de $14,000 \text{ m}^2$ ($150,000 \text{ pies}^2$). El sistema deberá contar con recirculación para períodos de flujos o cargas bajas. El sistema puede constar de uno o varios pasos, dependiendo de los objetivos de tratamiento.

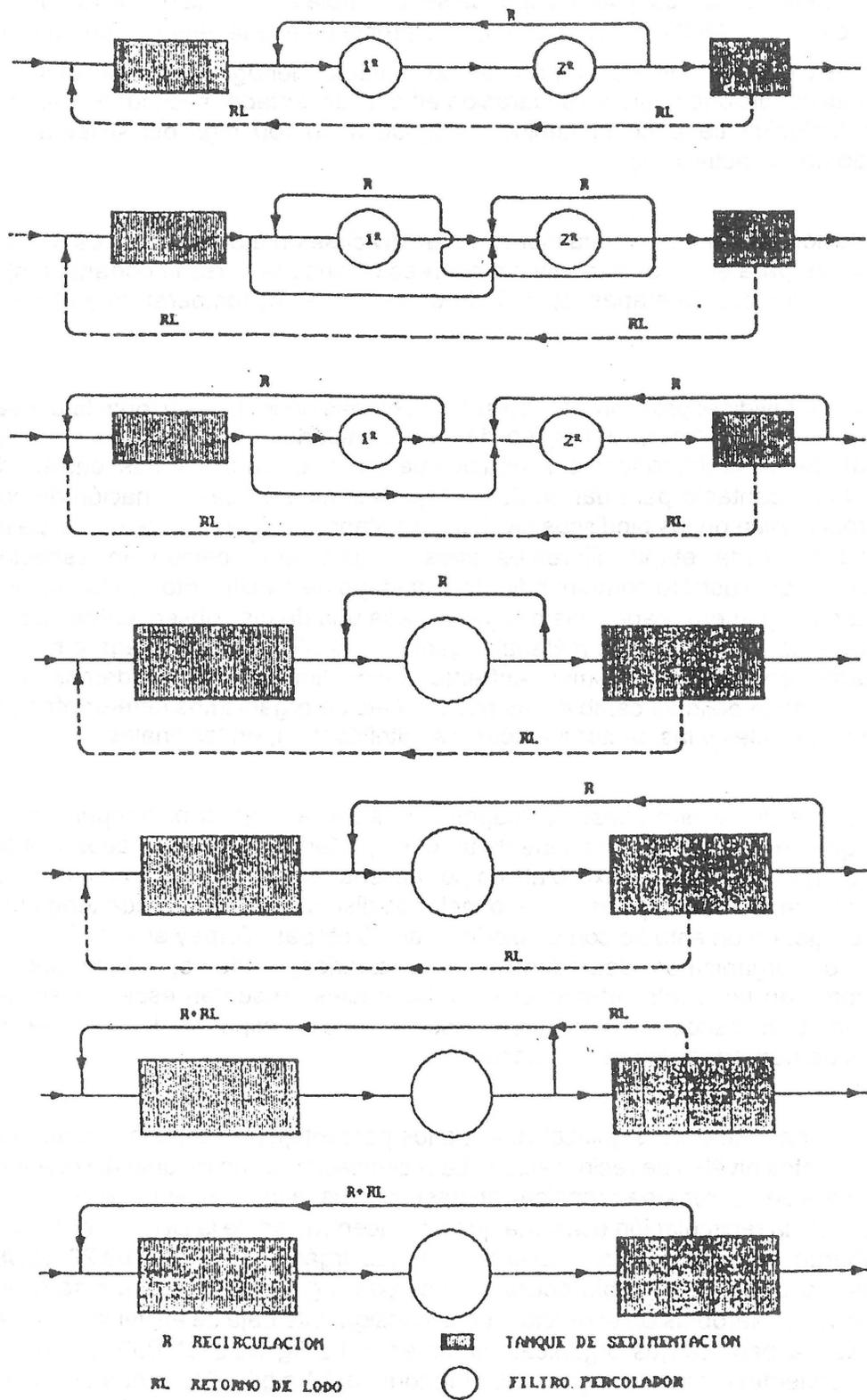


Fig. 9.19 Esquemas de diferentes arreglos de los filtros percoladores

El reactor biológico de los biodiscos puede ser aplicable al tratamiento de aguas residuales con gastos de 44 l/s (1 MGD) hasta 100 MGD. El proceso tiene la ventaja que no requiere reciclo.

La biomasa que se adhiere al disco es de aspecto cienagoso, que al desprenderse tiene excelentes condiciones para su separación en el sedimentador secundario del tratamiento. La película biológica tiene un contenido de 2,500 a 10,000 mg/l del sistema de tratamiento mezclado (lodos activados).

En instalaciones grandes el tratamiento puede dividirse en etapas, dos, tres o cuatro, debiendo considerarse para el dimensionamiento del reactor cinco factores importantes: a) velocidad de rotación, b) número de etapas, c) período de retención, d) temperatura y e) sumergencia del disco.

La acción de dividir el proceso de biodiscos en etapas hace más eficiente la utilización del área de contacto. Esto implica el empleo de varias unidades conectadas en serie (reactores en cascada). Se ha confirmado que un equipo que consta de varias etapas requiere de menos área superficial de contacto para dar un porcentaje determinado de eliminación de contaminantes. Una característica de los biodiscos divididos en etapas es que permite que la película biológica contenga en cada etapa diferentes tipos de población bacteriana especializada en la degradación del sustrato correspondiente. La etapa de crecimiento de los microorganismos es más alta en la primera etapa y disminuye en cada una de las subsecuentes. Lo mismo sucede con la tasa de eliminación de material orgánico, hasta que la DBO llega a ser tan baja que el crecimiento de microorganismos enfrenta serias limitaciones. Además, la composición microbiana de la película cambia: las poblaciones de organismos heterótrofos predominan en las etapas iniciales y las bacteria autótrofas (nitrificantes), en las finales.

La acción de dividir el proceso en etapas contribuye a mejorar el comportamiento hidráulico, puesto que se dispone de una serie de tanques perfectamente mezclados y la distribución del tiempo de residencia se aproxima al comportamiento tipo flujo-pistón. Con base en lo expuesto anteriormente, se puede pensar que lo mejor es diseñar un sistema que tenga muchas etapas. Sin embargo, en un estudio con un biodisco de 10 etapas, Torpey et al, (1971) señalan que los efectos de organismos depredadores (protozoarios, rotíferos, nemátodos) llegan a ser importantes en las cuatro etapas últimas, las cuales presentan espacios sin bacterias en la superficie de los discos. La magnitud y frecuencia de los espacios depende de los crecimientos relativos de depredadores versus bacterias.

No existe una diferencia significativa entre los porcentajes de eliminación de materia orgánica para diferentes niveles de recirculación. La recirculación es un recurso útil cuando se presentan condiciones de sobrecarga orgánica con gastos bajos (altas concentraciones en el efluente). En estos casos, la recirculación ocasiona que la concentración de la DBO en el efluente sea menor. Sin embargo, solo conviene recircular para cargas orgánicas mayores de $20 \text{ Kg DBO}_5/\text{d} \cdot 1000 \text{ m}^2$, además, no es recomendable operar con cargas orgánicas altas pues se pueden presentar condiciones anaerobias en el reactor con la consiguiente baja de eficiencia. La recirculación no es necesaria para cargas orgánicas inferiores a $1.2 \text{ kg DBO}/\text{d} \cdot 1000 \text{ m}^2$, ya que se pueden obtener efluentes con valores de DBO inferiores a 30 mg/l. Por lo que se recomienda que la carga orgánica no sea superior al valor antes mencionado. En conclusión se sugiere prescindir de la recirculación en un biodisco, lo cual minimiza apreciablemente los costos de construcción, operación y mantenimiento.

Las condiciones anaerobias son uno de los principales problemas relacionados con la operación de biodiscos. Al presentarse anaerobiosis, se origina la degradación de los polímeros que dan consistencia a la biopelícula y, como consecuencia, se desprende la biomasa de la superficie del medio de soporte. En un sistema de biodiscos, la degradación de la materia orgánica contenida en las aguas de desecho está limitada generalmente por la rapidez de difusión del oxígeno hacia la película y dentro de ella, y no por la rapidez de difusión del sustrato. La rapidez de utilización del sustrato aumenta con la velocidad de rotación, ya que las velocidades altas mejoran la transferencia de oxígeno. Sin embargo, como se mencionó, la velocidad de rotación no puede crecer indefinidamente sin causar problemas.

Carga hidráulica y carga orgánica

En los primeros estudios realizados, se utilizó la carga hidráulica como criterio fundamental de diseño, definida por la expresión

$$CH = Q / A$$

donde

CH Carga hidráulica (m^3/m^2T)

Q Gasto (m^3/T)

A Area superficial (m^2).

En investigaciones posteriores, se demostró la importancia de la concentración de material orgánico en el influente y se empezó a utilizar el concepto de materia orgánica, el cual involucra el gasto, la concentración de contaminantes y el área superficial. Experimentalmente, se ha encontrado que, cuando existe sobre carga orgánica, el biodisco tiene problemas de operación: por una parte la concentración de oxígeno disuelto en la primera etapa alcanza niveles tan bajos que se presentan, indudablemente, condiciones anaerobias; por otra, el sistema muestra un crecimiento excesivo de bacterias que causan taponamiento del medio de soporte. Como consecuencia, se reduce la eficiencia del tratamiento. Strover y Kincannor (1982) señalan que una de las ventajas de la carga orgánica es su capacidad para predecir la eliminación y eficiencia del tratamiento bajo cualquier condición de carga, independientemente que la cinética sea de cero, primero o segundo orden. La cantidad de materia orgánica eliminada por el sistema es proporcional a la carga orgánica, independientemente de que las cargas estén originadas por alta concentración de materia orgánica y caudal bajo o bien por caudal alto y baja concentración. Debido a lo anterior, se pueden establecer relaciones cuantitativas de eliminación de sustrato en función de la cantidad total de sustrato aplicada al sistema. Los estados de sobrecarga orgánica se identifican con la presencia de organismos nocivos al proceso, los cuales se desarrollan al existir condiciones limitantes de oxígeno. Autotrol (1978) señala que el valor límite de carga orgánica, más allá del cual se presenta anaerobiosis, está entre 19.5 y 24.4 kg DBO/d*1000 m². Los límites mencionados dependerían de la morfología del equipo y, más específicamente, de la capacidad de transferencia de oxígeno.

La CNA recomienda los siguientes criterios de diseño y eficiencias del proceso:

Criterios de diseño

Parámetro	Valor
Carga Orgánica:	
Sin nitrificación [lb DBO ₅ /d/1000 pies ³ de medio] [g DBO ₅ /d/m ³ de medio]	30 – 60 480 – 961
Con nitrificación [lb DBO ₅ /d/1000 pies ³ de medio] [g DBO ₅ /d/m ³ de medio]	15 – 20 240 – 320
Carga Hidráulica:	
Sin nitrificación [gal/d/pie ² de área superficial] [l/d/m ² de área superficial]	0.75 - 1.5 30.6 - 61.1
Con nitrificación [gal/d/pie ² de área superficial] [l/d/m ² de área superficial]	0.3 - 0.6 12.2 - 24.4
Tiempo de Retención (basado en 0.12 gal/pie ²)	
Sin nitrificación [min]	40 – 120
Con nitrificación [min]	90 – 250
Volumen del Tanque [gal/pie ² de área de disco]	0.12
	[l/m ² de área de disco] 4.89
Número de trenes en paralelo recomendado	2
Area superficial del medio:	
Disco [pies ² /pie ³]	20 – 25
[m ² /m ³]	66 – 82
Celocía estándar [pies ² /pie ³]	30 – 40
[m ² /m ³]	98 – 131
Celocía de alta densidad [pies ² /pie ³]	50 – 60
[m ² /m ³]	164 – 197
Número de pasos por tren: DBO ₅ sol. deseable en el efl.	Num. de Pasos Min. Recomendado
> 25	1
15 – 25	1 ó 2
10 – 15	2 ó 3
< 10	3 ó 4

Eficiencias del Proceso

El porcentaje de remoción en un sistema de discos biológicos con sedimentación secundaria y precedido de sedimentación primaria es el siguiente:

Parámetro	Porciento de Remoción
DBO ₅	80 – 90
Sólidos Suspendidos	80 – 90
Fósforo	10 – 30
NH ₄ -N	Hasta 95

El porciento de remoción de NH₄-N depende de la temperatura, alcalinidad, carga orgánica, y la carga de nitrógeno no oxidado.

Aplicaciones

El tratamiento de las aguas municipales se efectúa operando el reactor a una velocidad de 18 m/min (60 pies/min). El volumen del recipiente es aproximadamente de $0.0049 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ($0.12 \text{ gal}/\text{pie}^2$) y una carga hidráulica de $0.041 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ ($1.0 \text{ gal}/\text{día}/\text{pie}^2$) o más; obteniéndose un efluente que podrá tener una $\text{DBO}_5 = 8 \text{ mg}/\text{lt}$, $\text{SS} = 10 \text{ mg}/\text{lt}$ y un 90% de nitrificación, lógicamente la calidad del efluente dependerá de las características de las aguas residuales y de los 5 factores mencionados al inicio de este tema.

Confiabilidad del proceso: Moderadamente confiable en ausencia de cargas orgánicas altas y temperaturas menores a 55°F (13°C). La confiabilidad mecánica del sistema es generalmente alta, siempre y cuando el primer paso del sistema haya sido diseñado para soportar una biomasa grande.

Limitaciones: El proceso puede ser vulnerable a cambios climatológicos y a temperaturas bajas si el sistema no está bajo techo o cubierto. La eficiencia del sistema puede disminuir significativamente a temperaturas menores de 55°F (13°C). Puede requerir de aereación si se desarrollan condiciones sépticas en el primer paso. El uso de medios densos en los primeros pasos puede causar taponamiento. La nitrificación puede causar un déficit en alcalinidad, y se requerirá de una fuente para cubrir dicho déficit.

Requerimientos de Energía: Los requerimientos de energía para la operación del sistema pueden ser aproximados de la siguiente manera:

$\text{kWh}/\text{año} = K$ (área superficial efectiva del disco)

$K = 0.3$ para medios estándar

$K = 0.2$ para medios densos

Ventajas

Las principales ventajas del proceso de biodiscos sobre otros tratamientos biológicos de agua de desecho son el bajo consumo de energía y la simplicidad de operación y mantenimiento, otra ventaja del sistema de biodiscos es que se puede diseñar fácilmente unidades para aumentar su capacidad en el futuro. El proceso no necesita recircular los lodos desde el sedimentador secundario, con lo cual se ahorran las bombas de recirculación y la tubería correspondiente. Además, el control del proceso es muy simple. El biodisco no es afectado negativamente por sobrecargas hidráulicas, ya que tiene una capa de microorganismos adherida. Se ha informado que una sobre carga hidráulica con duración de tres minutos no causa desprendimiento significativo de la biomasa y que el biodisco puede recobrar rápidamente su estabilidad en los casos donde las cargas hidráulicas y/u orgánica aumenten y/o disminuyan en forma súbita o varíen de forma intermitente. Esta es una característica muy importante del proceso, sobre todo cuando se trata de aguas de desecho de una industria o de alguna zona de recreación.

La concentración de sólidos en el efluente de un biodisco es menor que la DBO o igual a esta, esto significa que para aguas de desecho de tipo doméstico, dicha concentración es igual a $30 \text{ mg SST}/\text{l}$ o menor. Aunque en algunos casos la concentración de sólidos alcanza valores de $200 \text{ mg}/\text{l}$. Lo anterior implica que el tamaño del sedimentador secundario debe ser pequeño para el proceso de biodiscos, ya que la carga de sólidos es menor. Además la biomasa desprendida de los discos se presenta en forma de agregados grandes y densos, los cuales sedimentan fácilmente. Comparado con otros procesos de película fija, es posible afirmar que el biodisco retiene una película biológica que se utiliza efectivamente en toda el área de contacto. Además no es necesario lavar el disco para eliminar el exceso de biomasa, ya que no

hay acumulamiento. En el biodisco se puede utilizar con éxito el clarificador subyacente o subterráneo, el cual ofrece ventajas pues reduce costos de construcción, requerimientos de área de terreno y pérdidas de carga hidráulica. El proceso de biodiscos carece de los problemas de aerosol y ruido que se presenta en todos los sistemas de lodos activados. Cuando se tratan aguas de desecho con agentes tensoactivos, se produce el problema de la espuma el cual es más severo en el sistema de lodos activados (sobre todo en el aerado mecánicamente) que en el de biodiscos.

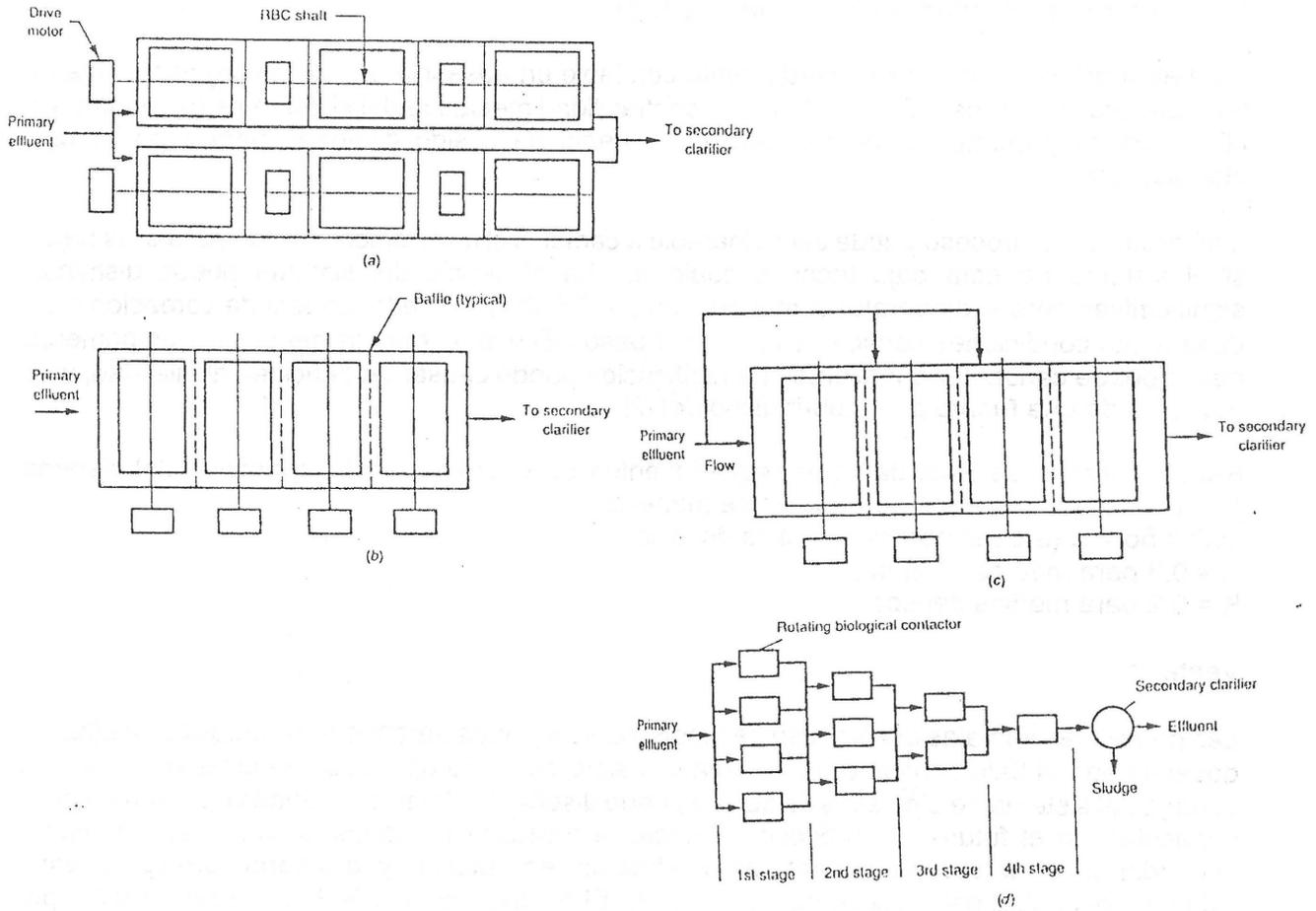


Fig.9.20 Arreglos para diferentes etapas de biodiscos

Desventajas

La principal desventaja de los biodiscos con hojas corrugadas de polietileno es su difícil fabricación. Por otra parte, el diseño mecánico del sistema debe ser riguroso, pues se han registrado varios casos de rompimiento y desanclaje de la flecha que soporta los discos. Además para efectuar la instalación, generalmente se requieren grandes grúas y personal especializado. Como el proceso involucra tres fases-líquida, sólida y gaseosa- no se ha podido desarrollar un modelo matemático que lo represente satisfactoriamente. Los modelos simples resultan insuficientes y los complicados involucran tantas variables que es necesario invertir tiempo y capital en su calibración. Por ello, el diseño se sigue basando en forma importante en la experiencia del ingeniero. Otro inconveniente de los biodiscos es que sus costos se comportan de manera casi lineal con respecto a los caudales de agua por tratar, lo cual no sucede en otros sistemas convencionales.

9.6 LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Las lagunas o estanques de estabilización son medios simples y flexibles de tratamiento de aguas residuales para la descomposición biológica del material orgánico. Los tipos y modificaciones del sistema de lagunas son variados. Las laguna se clasifican como anaerobias, aerobias, facultativas o aerobias-aireadas o facultativas-aireadas (Fig. 21) Las lagunas aireadas frecuentemente son llamadas lagunas de oxidación.

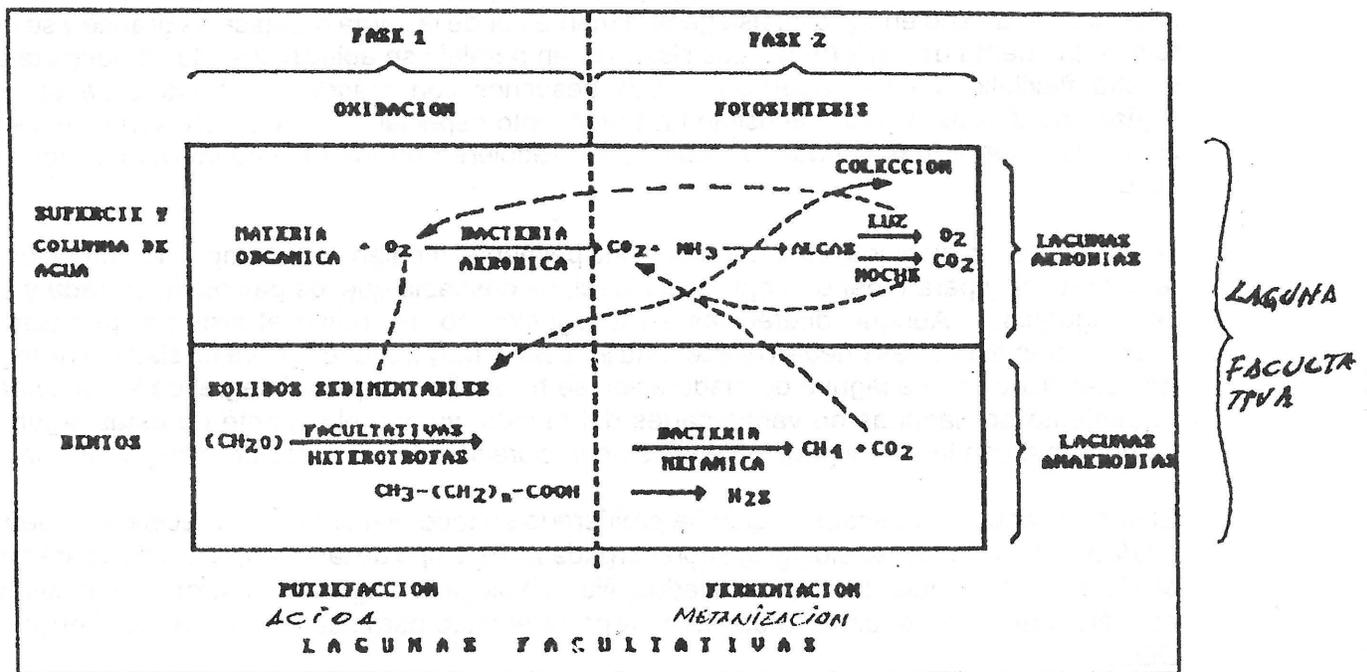


Fig. 9.21. Actividades biológica y clasificación de lagunas de estabilización. Las líneas representan los materiales producidos en uno de los procesos que son necesarios para otros

Las lagunas son los sistemas más económicos para el tratamiento de los desechos líquidos generados en las diversas actividades humanas, éstas requieren de un diseño con bases científicas, así como de construcción y operación adecuada.

Investigación básica y aplicada también ha crecido rápidamente en los últimos años. El diseño de lagunas basado en experiencias de laboratorio y campo se han ido aproximando cada vez más. Es la opinión de un número cada vez mayor de ingenieros que las lagunas de estabilización han sufrido suficiente estudio y desarrollo, para ser consideradas uno de los principales tipos de tratamiento de aguas residuales.

Aplicabilidad

Es difícil clasificar las lagunas por tipo de desecho que reciben, tamaño, forma, modo de operación y objetivos del tratamiento; sin embargo, a continuación se presentan algunas aplicaciones típicas de lagunas de estabilización.

Si la principal consideración es la reducción de DBO, normalmente se utiliza una combinación de lagunas anaerobias y facultativas o facultativas independientes. En cambio, cuando es necesario reducir el número de organismos patógenos, las lagunas conectadas en serie dan los mejores resultados. Un sistema conectado en serie puede incluir lagunas anaerobias, facultativas y de maduración o de las últimas dos únicamente.

El esquema y forma de operar dependerán de los objetivos y grado de flexibilidad requerida del sistema. Un diseño en serie se usa generalmente donde la carga orgánica es grande y se desea reducir la cuenta de coliformes. Los sistemas en paralelo se aplican cuando se necesita tener mucha flexibilidad en la operación. Los desechos con grandes cantidades de sólidos y sustancias tóxicas o color necesitan un tratamiento especial. Los desechos industriales, en contraste a las aguas residuales domésticas, requieren un tratamiento individual, para cada caso.

Los procesos biológicos se controlan principalmente mediante el tiempo de retención y la temperatura, y para tener una operación ideal, es deseable que los gastos de entrada y salida sean iguales. Aunque diferencias en los gastos no destruyen el sistema, percolación y evaporación excesivas pueden ejercer una influencia muy marcada sobre un sistema de lagunas de estabilización. La laguna de maduración se ha vuelto una parte integral de los sistemas de tratamiento por lagunas en varias partes del mundo, ya que el efluente de estas lagunas es comparable con los resultados obtenidos de la cloración de efluentes de filtros de arena.

El uso de lagunas de estabilización ha proliferado en todo el mundo, para recibir el efluente de unidades de tratamiento biológico sobrecargadas. Este tipo de lagunas se diseñan para mejorar el efluente de plantas de lodos activados, filtros biológicos, lagunas anaerobias y facultativas, etc. Normalmente, el objetivo es el de preparar el agua para ser reutilizada, disminuyendo la DBO.

En varios países se está prestando mayor atención a la recarga de acuíferos con aguas residuales tratadas. En Israel, donde el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales tiene grandes ventajas sobre plantas convencionales, se han elaborado sistemas de lagunas para manejar los desechos de ciudades en exceso de un millón de habitantes. Los sistemas incluyen el uso de lagunas anaerobias y facultativas; y, el efluente se infiltra al subsuelo, para extraerlo dos años después a través de pozos.

Tipos de Lagunas

El término laguna de estabilización se usa para describir cualquier laguna o sistema de lagunas diseñadas para el tratamiento biológico de aguas residuales. Una laguna de estabilización anaerobia, como proceso de pretratamiento, es básicamente un digestor que no requiere oxígeno disuelto, ya que las bacterias anaerobias degradan los desechos orgánicos complejos. Una laguna de estabilización aerobia es una donde las bacterias aerobias degradan los desechos y las algas a través de la fotosíntesis, proporcionan suficiente oxígeno para mantener el sistema aerobio. Una laguna de estabilización facultativa es una donde existe una capa superior aerobia (mantenida por las algas) y una zona inferior anaerobia. En la laguna

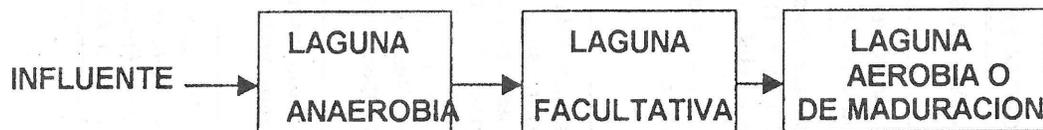
facultativa se pueden encontrar organismos aerobios, facultativos y anaerobios. La laguna de estabilización mecánicamente aerada es una donde aeradores mecánicos suplementan o remplazan a las algas como medio para proporcionar el oxígeno disuelto requerido. Este tipo de laguna puede funcionar como un sistema aerobio o facultativo. En algunas lagunas aeradas mecánicamente, la turbulencia puede no ser suficiente para mantener todos los sólidos en suspensión; por consiguiente, los lodos se pueden sedimentar y entrar en descomposición anaerobia, mientras que el resto de la laguna permanece aerobia.

Lagunas que reciben aguas residuales crudas se denomina lagunas de estabilización primarias. Lagunas que reciben efluentes de sedimentación primaria o tratamiento biológico secundario se denominan lagunas de estabilización secundaria. Igualmente, una laguna que sirve como segundo o tercer elemento de una serie funciona como una unidad aerobia o facultativa secundaria. Una laguna cuya principal función es la reducción del número de organismos patógenos, mediante un tiempo prolongado de retención se llama laguna de maduración. Una laguna de maduración puede ser utilizada para la cría de peces, tales como carpa y puede ser denominada como una laguna de peces. La configuración física y el modo de operación también pueden ser utilizados para categorizar un sistema de lagunas. Las lagunas pueden ser diseñadas para funcionar en serie o en paralelo.

La mayoría de las lagunas, en uso actualmente, son unidades de tratamiento facultativo. En este aspecto, se asemejan al funcionamiento de ríos y lagos. Se mantienen condiciones aerobias cerca de la superficie y a veces a través de la mayor parte de la profundidad de la laguna. Sin embargo, persiste un ambiente anaerobio cerca del fondo, donde siempre habrá materia orgánica sólida sedimentada.

Criterios de diseño

Generalmente el tren de tratamiento que se sigue en las lagunas de estabilización es:



El tren completo se aplica a las aguas residuales municipales para reducir por medio de las lagunas de maduración, el contenido de microorganismos patógenos; mientras que para el tratamiento de aguas residuales de origen industrial, es común que únicamente se aplique el tratamiento hasta lagunas facultativas. Aunque en cada caso, el tren de tratamiento dependerá del diseño, que a su vez está en función de las características del agua residual, los requerimientos en el efluente y las condiciones climáticas predominantes.

Se ha logrado progresar bastante en el diseño de lagunas de estabilización desde los primeros intentos en los años de 1950. Existen tres principales métodos elaborados por Gloyna Oswald y Marais.

La remoción de materia orgánica de las aguas residuales es el resultado de dos mecanismos operativos en las lagunas de estabilización. El primer proceso es el de sedimentación y precipitación de sólidos sedimentables, sólidos suspendidos, y hasta partículas coloidales, por la acción de sales ligeramente solubles en un ambiente de pH cambiante. El segundo proceso involucra la combinación de transformaciones biológicas causantes de la oxidación y reducción de desechos orgánicos que entran a la laguna. Las cuatro principales reacciones biológicas que se llevan a cabo en una laguna han sido descritas por Oswald y Gloyna.

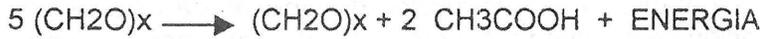
TABLA A TIPOS Y APLICACIONES DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE USO COMUN

TIPO DE LAGUNA O SISTEMA LAGUNAR	NOMBRE COMUN	CARACTERISTICAS QUE LO IDENTIFICAN	APLICACION
AEROBIA	a) Baja tasa	Diseñada para mantener condiciones aerobias a través de toda la profundidad del líquido	Tratamiento de desechos orgánicos solubles y efluentes secundarios
	b) Alta tasa	Diseñada para optimizar la producción de algas y tejido celular y lograr grandes producciones de proteína cosechable	Remoción de nutrientes, tratamiento de desechos orgánicos solubles, conversión de desechos
	c) Maduración o laguna terciaria	Similar a las lagunas de baja tasa pero con gran carga de iluminación	Usada para pulir los efluentes del tratamiento secundario convencional como filtros biológicos o lodos activados
AEROBIA-ANAEROBIA (Aereación como fuente de oxígeno)	Facultativa con aereación	Más profunda que las de alta tasa, la aereación y la fotosíntesis proveen el oxígeno para la estabilización aerobia en las capas superiores. Las capas bajas son facultativas, las capas del fondo experimentan digestión anaerobia	Tratamiento de cribado para aguas no tratadas o sedimentación primaria de aguas residuales o desechos industriales
AEROBIA-ANAEROBIA (algas como fuente de oxígeno)	Facultativas	Lo mismo que la anterior, excepto que no tiene aereación. La fotosíntesis y aereación de la superficie provee de oxígeno las capas superiores	Tratamiento de cribado para aguas no tratadas o sedimentación primaria de aguas residuales o desechos industriales
ANAEROBIA	Anaerobia, laguna de pretratamiento anaerobio	Condiciones anaerobias prevalecen en todas partes, seguida generalmente por lagunas aerobias o facultativas	Tratamiento de aguas residuales municipales e industriales
ANAEROBIA SEGUIDA DE AEROBIA-ANAEROBICA Y DE AEROBIA	Sistema lagunar	Combinación de tipo de lagunas descritas arriba. Lagunas aerobias-anaerobias pueden ser seguidas por una laguna aerobia. Frecuentemente se utiliza recirculación de lagunas aerobias a las anaerobias	Tratamiento completo de aguas residuales municipales e industriales con alta remoción de bacterias

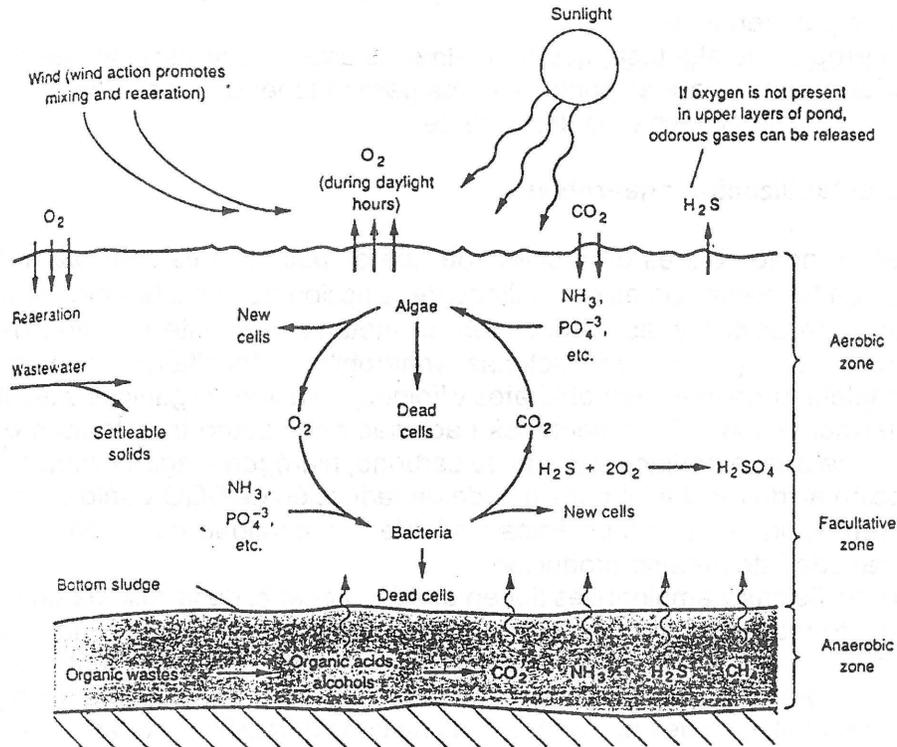
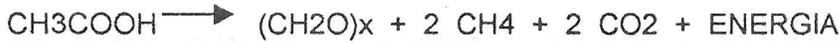
- 1) La oxidación aerobia de materia orgánica carbonosa a lodo bacteriano, bióxido de carbono y agua,



- 2) La formación de ácidos orgánicos de la conversión anaerobia de carbohidratos a células bacterianas y otros compuestos relacionados,

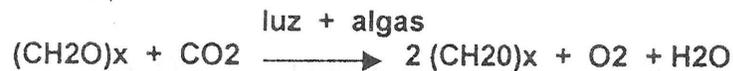


- 3) la fermentación a metano de los ácidos orgánicos y bióxido de carbono,



Representación esquemática de las lagunas de estabilización

- 4) y la conversión fotosintética del bióxido de carbono a compuestos orgánicos y oxígeno libre por la luz solar,



Estas cuatro transformaciones biológicas representan las reacciones fundamentales que se llevan a cabo en la mayoría de los procesos biológicos empleados en la degradación de la materia contaminante presente en las aguas residuales. Un entendimiento de como son afectadas por factores ambientales ayudará en el diseño y construcción de lagunas de estabilización. El diseño de lagunas de estabilización se ha enfocado a propiciar las condiciones que permiten el desarrollo de alguna o algunas de las reacciones mencionadas arriba. Así se pueden definir cuatro principales categorías de lagunas.

- 1) lagunas anaerobias donde las principales reacciones son la producción de ácidos orgánicos y la fermentación de metano;
- 2) lagunas facultativas donde la estratificación permite el predominio de reacciones anaerobias en la zona inferior y oxidación aerobia, en conjunción con la fotosíntesis en la parte superior;
- 3) lagunas de maduración, que son similares a las lagunas facultativas, con la excepción de que normalmente reciben el efluente de ellas y se usan exclusivamente para la reducción de organismos patógenos; y
- 4) lagunas aerobias de alta tasa, que normalmente están en condiciones aerobias en toda su profundidad y son utilizadas principalmente para obtener un rendimiento máximo de algas, con la intención de cosecharlas del efluente.

Lagunas de estabilización anaerobias

La fermentación anaerobia es un proceso de dos etapas, que es sensible a las condiciones ambientales. La fermentación es el resultado de la acción de dos diferentes tipos de bacterias, las formadoras de ácidos y las productoras de metano. Durante la etapa de formación de ácidos, grupos heterogéneos de bacterias anaerobias y facultativas convierten la materia orgánica compleja (proteínas, carbohidratos y lípidos) en ácidos orgánicos y alcoholes mediante hidrólisis y fermentación. Finalmente las bacterias del metano transforman estos productos intermedios a metano, amoníaco, bióxido de carbono, hidrógeno, agua y materia celular nueva. La fermentación ácida resulta en poca o nada de reducción de DQO y sólo en la segunda etapa es que hay remoción de materia orgánica oxidable. La cantidad removida está en proporción directa a la cantidad de metano producido.

Las condiciones físicas y ambientales tienen que favorecer el desarrollo de una población sana de bacterias formadoras de metano, para que la laguna anaerobia pueda funcionar adecuadamente. Los principales factores que afectan el crecimiento de las bacterias formadoras de metano son los siguientes: temperatura, pH, tiempo de retención y tasa de carga orgánica. La acumulación de lodo también es una consideración importante de la ecología de la laguna, que se presenta en la figura 9.23.

Temperatura y pH. La fermentación del metano es muy sensible a la temperatura, habiéndose observado que un aumento de 5.5°C en la temperatura puede resultar en una producción siete veces mayor de gases evolucionados de la capa anaerobia de lodos. Se determinó que la cantidad de gases producidos es proporcional a la temperatura:

$$G \text{ (pies cúbicos/acre)} = 450 (T - 15)$$

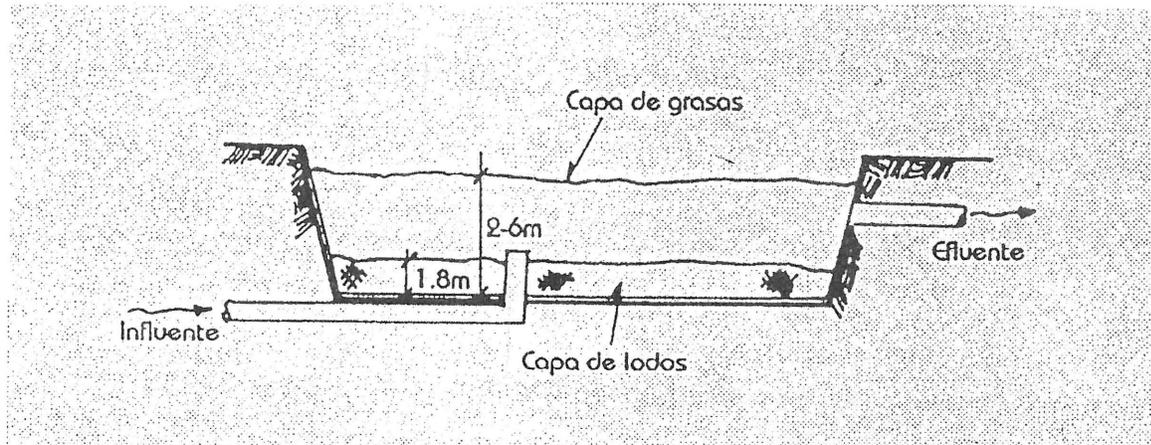


Fig. 9.23 Laguna anaerobia

La fermentación del metano puede llegar a eliminar de 60 kg DBO-5/ha/d a 16E C hasta 1200 kg DBO-5/ha/d a 35E C.

El pH varía de 6.8 en la parte ácida hasta 7.2 en la metanogénica.

Profundidad y Tiempo de Retención. Las lagunas anaerobias varían considerablemente en tamaño y tiempo de retención. Se han logrado eficiencias hasta del 70% de remoción de DBO-5 en lagunas anaerobias con una profundidad de 1.2 metros y tiempos de retención de tan sólo un día.

La profundidad recomendada varía desde 2.5 metros hasta 5 metros. Las lagunas con mayor profundidad tienen las ventajas de:

- 1) utilizar con mayor eficiencia el terreno,
- 2) mantener las bacterias productoras de metano protegidas de los cambios ambientales y el oxígeno disuelto; y
- 3) proporcionar una zona más compacta para la acumulación de los lodos.

El tiempo de retención en lagunas anaerobias se debe mantener a un mínimo, que puede variar de un día hasta 5 días, para compensar por la disminución de actividad bacteriana durante las épocas de invierno. McGarry y Pescod encontraron poco significado en los efectos del tiempo de retención sobre la eficiencia en remoción de DBO-5 en lagunas anaerobias operadas en zonas cálidas; por lo cual, parece ser más importante la retención de los sólidos depositados, desde el punto de vista de evitar el lavado de la población activa de productores de metano, en la zona de fermentación, que el tiempo real de residencia del líquido. En lagunas profundas, una vez que una partícula de lodo llega a la zona de lodos, es casi seguro que permanecerá ahí hasta que sea fermentada en productos solubles y gaseosos.

Tasa de Carga Orgánica. Las lagunas anaerobias se deben cargar a una tasa que permita mantener la laguna anaerobia en toda su profundidad. La carga mínima necesaria para mantener condiciones anaerobias varía de 200 a 600 kg DBO-5/ha/d dependiente, probablemente, de la carga volumétrica y localización geográfica de la laguna.

TABLA B PARAMETROS DE DISEÑO PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACION

PARAMETROS	TIPO DE LAGUNA					
	AEROBICA BAJA TASA	AEROBICA ALTA TASA	AEROBICA DE MADURACION	AEROBICA- ANAEROBICA FACULTATIVA	ANAEROBICA	AEREADA
Régimen de flujo	Mezclado intermitente	Mezclado intermitente	Mezclado intermitente	Mezclado capa superficial	-	Completamente mezclada
Tamaño de la laguna (Has)	<4 multiples	0.2-0.9	0.9-4 multiples	0.9-4 multiples	0.2-0.9 multiples	0.9-4 multiples
Operación	Serie o paralelo	Serie	Serie o paralelo	Serie o paralelo	Serie	Serie o paralelo
Tiempo de retención (días)	10-40	4-6	5-20	5-30	20-50	3-10
Profundidad (metros)	0.9-1.20	0.3-0.45	0.9-1.7	1.2-2.5	2.5-5	1.8-6.80
pH	6.5-10.5	6.5-10.5	6.5-10.5	6.5-8.5	6.5-7.2	6.5-8
Rangos de temperatura(°C)	0-30	5-30	0-30	0-50	6-50	0-30
Temperatura óptima (°C)	20	20	20	20	30	20
Carga de DBO ₅ (Kg/Ha-día) ^d	67-134	90-180	<17	57-202	224-567	---
Conversión DBO ₅ (%)	80-95	80-95	60-80	80-95	50-85	80-95
Conversión principal	Algas, CO ₂ , Tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , Tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , NO ₃ tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , CH ₄ tejido celular bacteriano	CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano	CO ₂ , tejido celular bacteriano
Concentración de algas (mg/l)	40-100	100-260	5-10	5-20	0-5	--
Sólidos suspendidos en el efluente (mg/l)	80-140	150-30 ^e	10-30	40-60	80-160	80-250

a) Laguna aeróbica convencional diseñada para maximizar la cantidad de oxígeno producido, en vez de la producción de algas

b) Incluye lagunas con aereación suplementaria. Para las que no la carga típica de DBO₅ es cerca de un tercio de lo listado

c) Depende de las condiciones climáticas

d) Valores típicos, se han aplicado valores mas altos en varias poblaciones. Los valores de las cargas están frecuentemente especificados por las instituciones

e) Incluye algas, microorganismos y sólidos suspendidos residuales: Los valores están basados en un influente con DBO₅ de 200 mg/l y, con excepción de las

Metcalf and addy wastewater Ingeneering 1991

reguladoras

lagunas aeróbicas, con un influente de 200 mg/l de sólidos suspendidos

McGarry y Pescod consideran que la carga superficial de DBO es la variable con mayor influencia sobre la remoción de materia orgánica; y, que la adopción de una carga superficial máxima resultará en una mayor remoción de DBO. Se han reportado eficiencias de 65% a 87% para cargas de 550 a 1800 kg/ha/d, en Australia. Las tasas de remoción fueron 25% mayores durante el verano y parece ser que una temperatura de 20 EC determina la diferencia entre condiciones de verano e invierno.

Se recomienda que el área de cada laguna en serie sea de 1 a 4 hectáreas.

Acumulación de Lodo. La principal forma de remover materia orgánica, en lagunas que tratan aguas negras, es a través de la sedimentación de sólidos suspendidos y su fermentación a metano. La materia sedimentable rápidamente llega a la zona de lodos debido a las condiciones tranquilas prevalentes en la laguna. Inicialmente, la acumulación de lodos se lleva a cabo a una tasa mayor que la degradación del lodo; una vez que la fermentación del metano alcanza su pleno desarrollo, se establece un equilibrio entre las tasas de acumulación de lodo y degradación, resultando en una acumulación neta de cero. En el caso de lagunas tratando desechos industriales se ha reportado la acumulación excesiva de lodos, necesitando la remoción de sólidos después de cinco años de operación. El lodo acumulado en lagunas anaerobias se digiere bien y es muy similar al producido en digestores anaerobios convencionales; el lodo se puede extraer sin mayor problema ni producción de condiciones indeseables.

Parker encontró que lagunas anaerobias con acumulación de lodos dan mayores eficiencias en reducción de DBO, a pesar del hecho de que el tiempo de retención hidráulico se ve sensiblemente reducido por la acumulación de lodos. Estudios de campo indican que los sólidos que se encuentran más alejados del influente están más activos que los de reciente ingreso. Se ha demostrado que el mezclado incrementa la eficiencia, por lo cual se ha sugerido que el contacto del influente con lodos viejos puede resultar en mejores eficiencias. El mezclado de sólidos se logra, en lagunas anaerobias activas, mediante la evolución de gas, que a su vez, lleva el lodo a la superficie. La conversión de materia orgánica a metano es aceptado como el principal proceso mediante el cual se logra la destrucción del lodo depositado, aunque la remoción de DBO en el agua sobrenadante no parece seguir el mismo curso.

La carga hidráulica se recomienda entre 1.5 a 4.4 lts/seg/ha

Lagunas de Establización Facultativas

Las lagunas de estabilización facultativas son las de uso más común. Dentro de la laguna facultativa, la acción de tres grupos principales de organismos se integra para formar una relación útil entre las algas productoras de oxígeno y las bacterias aerobias y facultativas. El tercer grupo de organismos, las bacterias productoras de metano, es realmente responsable del 90% al 99% del total de DBO removida, de aguas negras, a través de la emisión de gases.

La profundidad de las lagunas facultativas, normalmente de 1.8 a 2 metros, es suficiente para permitir el desarrollo de estratificación térmica, en zonas facultativas y anaerobias. Las reacciones en la zona anaerobia son muy similares a las de una laguna anaerobia, descrita anteriormente. En las capas superiores abundan las algas y pueden supersaturar la laguna con oxígeno disuelto. La mayor parte del carbono sirve como fuente de energía para las bacterias y es respirado como CO₂; el remanente es utilizado para formar nuevas células. El CO₂ respirado por las bacterias es convertido a algas y no es removido a menos que salga en el efluente o cuando las algas y bacterias mueren, se sedimentan a la zona anaerobia y sufren fermentación a metano. Así parece que la oxigenación fotosintética y la fermentación a metano son los dos procesos claves que hacen posible la reducción de DBO en las lagunas facultativas. En la fig. C se aprecia una representación de una laguna de estabilización facultativa.

CRITERIOS DE DISEÑO

(LAGUNAS ANAEROBIAS)

Parámetro	Dimensión
Area de cada laguna en serie [Ha]	1 a 4
Régimen de operación	Serie o Paralelo
Tiempo de retención hidráulico [días]	7 a 30
Carga hidráulica [1/seg-Ha] [pulg/día]	1.5 a 4.4 .5 a 1.5
Carga orgánica Por unidad de superficie [Kg/Ha-día] [lb/acre-día]	56 a 2,244 50 a 2,000
Requerimientos de area [m ² /(l/seg)] [m ² /(Kg DBO/día)]	6,803 a 2,268 178 a 4
Temperatura óptima [EC]	20
Ambito de temperaturas [EC]	2 a 50
Ambito óptimo del p del agua residual	6.8 a 7.2
Eficiencia de remoción de DBO [%]	80 a 95
Concentración de algas [mg/l]	40 a 160
Eficiencia de remoción de coliformes [%]	>99
Sólidos suspendidos en el efluente (mg/l)* Algas Microorganismos Otros	[0.2 a 0.8] AADBO _o [0.2 a 0.5] AADBO _o [0.1 a 0.4] AASS _o
DBO del efluente [mg/l] Soluble Insoluble	[0.02 a 0.1] AADNO _o [0.30 a 1.0] AASS _o
Calidad típica del efluente [mg/l] DBO SS PH	15 a 40 25 a 50 6.5 a 9

*_o = Datos del influente
Fuente: Normas CNA 1993

Los principales factores a considerar en el diseño de una laguna de estabilización facultativa se presentan a continuación.

Fotosíntesis y producción de Oxígeno. Existen dos fuentes de oxígeno en las lagunas de estabilización:

- a) Reaeración atmosférica, y
- b) Fotosíntesis.

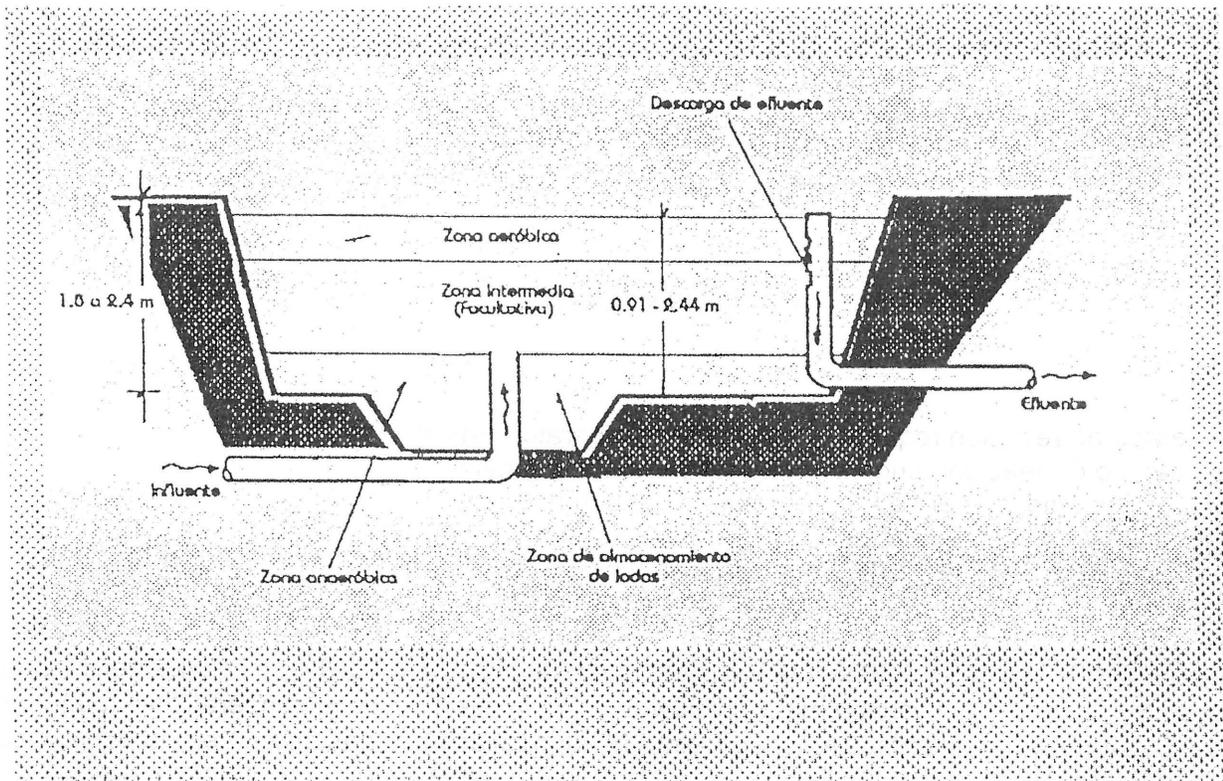


Fig.9.24 Laguna facultativa

La reaeración atmosférica de poca importancia en el diseño de lagunas cuando éstas están cargadas levemente y hay un poco de mezclado debido al viento. La magnitud del déficit de oxígeno disuelto requerido para introducir cantidades apreciables de oxígeno a la laguna por difusión es lo suficientemente grande como para provocar malos olores. Normalmente, se pierde más oxígeno a la atmósfera desde lagunas saturadas durante las horas del día que el oxígeno que se absorbe durante la noche por reaeración.

Por tanto, la reoxigenación fotosintética es la principal fuente de oxígeno en una laguna facultativa. La fotosíntesis depende en gran medida de:

- a) luz solar abundante,
- b) pH y temperatura adecuados, y
- c) una abundante fuente de nutrientes.

La eficiencia de conversión de luz solar por las algas ha sido reportada que varía entre 1% y 4%, dependiendo de la intensidad de la luz, temperatura, duración de la luz, tiempo de retención y concentración de CO₂. Se fijan aproximadamente 3.68 calorías por cada mg de oxígeno liberado y 1.67 mg de oxígeno son liberados por cada mg de algas sintetizadas.

Temperatura y pH. La temperatura parece ser uno de los factores principales en el funcionamiento de las lagunas. La temperatura del agua sigue una curva relativamente pareja a través de las distintas estaciones del año y los cuerpos grandes de agua tienen un efecto amortiguador sobre los cambios bruscos de condiciones climatológicas.

Se ha encontrado que el funcionamiento de las lagunas depende de la temperatura, esencialmente de acuerdo a la ecuación de Van't Hoff - Arrhenius, que se puede aproximar con la siguiente expresión:

$$\frac{t}{t_0} = e^{c(T_0 - T)}$$

$$t = 0.0349 \times S_0 \times 1.085^{-(35-T)}$$

donde

t = tiempo de reacción requerido a cualquier temperatura (días)

t₀ = tiempo de reacción original a una temperatura original (T₀)

c' = características energía - temperatura de la ecuación de Van't Hoff - Arrhenius (0.0693)

S₀ = DBO total en el influente

T = Temperatura del agua (EC) del mes mas frio

Esta relación entre la tasa de reacción química y la temperatura, cuando se aplica a condiciones en lagunas de estabilización, es útil sólo para temperaturas entre 9 EC y 35 EC. El crecimiento de las algas llega a un máximo entre 25 EC y 30 EC, y a medida que la temperatura excede los 30 EC, la población de algas se verá disminuída aunque las bacterias utilicen el oxígeno a una mayor tasa.

Los efectos de la temperatura también se notan en la forma de estratificación térmica del agua. La estratificación es importante en las lagunas facultativas por la inhibición de mezclado y el mantenimiento de zonas separadas aerobias y anaerobias. Entre un 90% y 95% de la DBO última en lagunas estratificadas es removida como metano y otros gases producidos por la descomposición anaerobia en las partes inferiores de la laguna.

La fotosíntesis, con el consumo de CO₂, tiene una tendencia a subir el pH de la capa aerobia de las lagunas. Normalmente, el pH puede aumentar hasta 10 bajo condiciones favorables, dependiendo de la capacidad amortiguadora del agua de la laguna. La oxidación bacteriana máxima ocurre a un pH de 8.3 y a niveles mayores de 9.5 se ve seriamente reducido.

Profundidad y Tiempo de Retención. Las lagunas facultativas se diseñan para producir un efluente comparable con el de procesos de tratamiento secundario y, como tal, ha sido una práctica común sobrediseñarlas para, asegurar un efluente aceptable. La profundidad y el tiempo de retención son dos factores muy importantes en el diseño de lagunas facultativas.

La profundidad de una laguna facultativa debe ser suficiente para permitir que se establezca un régimen térmicamente estratificado. Se recomiendan profundidades desde 1.8 m hasta más de 2 m; aunque, en general, una profundidad de 1.8 a 2.4 m es la más comúnmente utilizada. Se ha señalado que para una superficie determinada, mayor profundidad proporciona un tiempo de retención mayor y tratamiento adicional, pero la tasa de tratamiento no aumenta en proporción

directa al aumento en profundidad. De hecho, existe poca ventaja práctica en aumentar la profundidad más allá de 2.0 m para disminuir la superficie.

La profundidad mínima para lagunas facultativas es de 1.0 m, en el caso de zonas tropicales, de temperatura uniformemente alta. Aunque las lagunas someras optimizan la utilización de la luz por las algas, son más sensibles a cambios en la carga orgánica del influente. Por lo cual, donde se requieren unidades de bajo costo y poco mantenimiento, se utilizan lagunas de 2.0 o más metros de profundidad.

Dentro de los ámbitos normales de operación, se ha encontrado que el tiempo de retención y la profundidad tienen muy poca influencia sobre la remoción de DBO-5, en lagunas experimentales recibiendo aguas negras. Purushothaman mostró que lagunas con profundidades de 0.6 a 1.2 m presentan eficiencias similares en la remoción de DBO-5, del orden de 80 por ciento.

La distribución de la carga en una laguna de estabilización está influenciada por la configuración de la unidad. Shindala y Murphy estudiaron varias configuraciones de lagunas y concluyeron que las lagunas rectangulares permiten una distribución más uniforme de la carga que las de forma circular o irregular. Una relación de largo a ancho de 3 a 1 no deberá ser excedida.

El tiempo de retención parece variar más que la profundidad. Los tiempos de retención recomendados por varios investigadores va desde 7 a 30 días, dependiendo del clima y el tipo de desecho a tratar. Un tiempo de retención entre 20 y 30 días es el más comúnmente aplicado en los EUA.

Nutrientes. La mayoría de las especies de algas usan sólo CO₂ libre para la fotosíntesis, pero aun con la concentración de 0.03% de CO₂, que se encuentra en el aire, se puede mantener una tasa óptima de fotosíntesis. La mayor parte de la oxidación de materia orgánica de las aguas negras es realizada por bacterias y las algas proporcionan el oxígeno para mantener las condiciones aerobias. Se supone que todo el CO₂ desprendido de la oxidación aerobia de la materia orgánica es aprovechado por las algas durante la fotosíntesis. Sin embargo, la única reducción real de carbono del sistema resulta de las pérdidas a la atmósfera de los gases, producto final de la descomposición anaerobia en la zona inferior, principalmente metano.

Se ha sugerido que las lagunas de estabilización se deben operar de tal manera que el carbono orgánico sea el factor nutricional limitante. En realidad, el carbono orgánico es el factor limitante de la mayoría de las aguas residuales, especialmente de las domésticas. La relación de DBO-5/N/P de 100/5/1 se satisface normalmente con respecto a la DBO del agua residual. En el caso particular de aguas residuales domésticas, hay disponible más que suficiente nitrógeno y fósforo para realizar el potencial de crecimiento de algas, o sea la máxima cantidad de algas que pueden crecer en el desecho si no hay otro factor que limite el crecimiento.

Normalmente, las cantidades de nitrógeno y fósforo presentes en el agua residual doméstica son tan altas (20 a 40 mg/l, cada una), que no son los factores nutricionales limitantes. Se ha encontrado que el nitrógeno no varía sustancialmente, después de 20 días de retención, en lagunas limitadas en carbono. Tampoco, se han observado casos de nitrificación en lagunas, y en la reducción de nitratos se desconoce el destino del nitrógeno. Por lo cual es evidente que, ya que tanto el nitrógeno como el fósforo son reciclados relativamente en forma rápida dentro de la laguna, el principal medio de remoción de estos elementos es por precipitación química y bioquímica, como sales inorgánicas. A su vez, estos nutrientes se regeneran muy fácilmente de los depósitos de lodos bajo condiciones anaerobias; por consiguiente, es poco probable que sean el factor limitante en la operación de las lagunas de estabilización.

Tasas de Carga Orgánica. La carga superficial probablemente es el factor individual más importante en el funcionamiento de una laguna de estabilización. Como la fotosíntesis desempeña un papel importante en los procesos naturales de purificación, que se llevan a cabo en las lagunas de estabilización, las tasas de carga orgánica normalmente se han determinado en base a superficie. En los EUA, las cargas recomendadas varían desde 18 hasta 55 kg DBO-5/ha/d y en México de 56 a 168. En años recientes se ha visto que las lagunas pueden funcionar eficientemente con cargas muy superiores a los 55 kg/ha/d. Evidentemente, muchos otros factores, como temperatura, tipo de desecho, condiciones climatológicas, etc. tienen influencia sobre la carga aceptable.

McGarry y Pescod han mostrado que la remoción superficial de DBO (L_r , kg/ha/d) puede ser estimada conociendo la carga superficial (L_a , kg/ha/d):

$$L_r = 9.23 + 0.725 L_a$$

La fórmula anterior es aplicable a lagunas en zonas tropicales y templadas, y tiene un error estándar de estimado igual a 15 kg/ha/d.

Se recomienda el área de cada laguna sea de 6803 a 2268 m²/(l/seg) ó 178 a 59 m² (kg DBO/día).

La Capa de Lodos. Los depósitos de lodos se acumulan en las lagunas, permaneciendo anaerobios en toda su profundidad, y son los responsables de casi la totalidad del carbono removido de la laguna. La zona anaerobia en lagunas facultativas también puede extenderse hacia la capa de líquido arriba de la superficie del lodo, dependiendo principalmente de la profundidad de la laguna y la carga orgánica. Los depósitos de lodos son el resultado de:

- 1) los sólidos suspendidos presentes en el desecho influente,
- 2) los sólidos de las bacterias sintetizadas durante la metabolización de los desechos orgánicos,
- y
- 3) los sólidos de las algas sintetizadas durante el proceso de fotosíntesis.

Los mecanismos responsables de la deposición de lodos son los siguientes:

- 1) sedimentación de los sólidos suspendidos influentes,
- 2) biofloculación de los crecimientos de algas y bacterias en la presencia de oxígeno molecular,
- y
- 3) autofloculación de las algas, bacterias y detritus orgánico atrapado por las partículas de flóculos formados por los incrementos en temperatura y pH, que ocasionan la precipitación de $Mg(OH)_2$, $CaSO_4$ y NH_4CaPO_4 .

Sedimentación y biofloculación durante un período de tres días puede ser responsable de la deposición del 90% de los sólidos suspendidos influentes y del 85% de los crecimientos microbiológicos, de tal manera que el líquido sobrenadante rara vez excede una DBO de 50 mg/l.

El principal proceso microbiológico que se lleva a cabo en la zona anaerobia de lodos es la utilización metabólica de los sólidos orgánicos por bacterias facultativas y anaerobias heterotróficas, es exactamente la misma forma que sucede en las lagunas anaerobias. Es decir, operan dos procesos de fermentación anaerobia:

- 1) 1) la hidrólisis y fermentación de compuestos orgánicos complejos a ácidos volátiles, CO₂ y un poco de alcohol, y
- 2) la fermentación de los ácidos volátiles a CH₄ y CO₂.

La lenta acumulación de lodos estabilizados requiere de una extracción de lodo después de 9 a 12 años de operación continua, y la causa más común de falla en el proceso es la inhibición térmica, ya que la descomposición y producción de gas máxima ocurre a temperaturas en exceso de 19 EC. Sin embargo, el proceso también puede fracasar por una disminución en el pH, provocada por la acumulación de ácidos orgánicos, o la presencia de sustancias inhibitorias como ácidos fuertes, consiguiente, Oswald recomienda que el arranque de lagunas de estabilización sea durante época de clima caliente y de preferencia a una carga reducida, del orden de 55 kg DBO-5/ha/d. Una vez que se tenga establecida la producción de gases, se puede aumentar la carga hasta el nivel de 135 kg/ha/d.

La carga hidráulica se recomienda entre 1.5 a 4.4 lts/seg-Ha.

CRITERIOS DE DISEÑO

(LAGUNAS ANAEROBIAS)

Parámetro	Dimensión
Area de cada laguna en serie [Ha]	1 a 4
Régimen de operación	Serie o Paralelo
Tiempo de retención hidráulico [días]	7 a 30
Profundidad [m]	1.8 a 2.4
Carga hidráulica [1/seg-Ha] [pulg/día]	1.5 a 4.4 .5 a 1.5
Carga orgánica Por unidad de superficie [Kg/Ha-día] [lb/acre-día]	56 a 168 50 a 150
Requerimientos de area [m ² /(l/seg)] [m ² /(Kg DBO/día)]	6,803 a 2,268 178 a 59
Temperatura óptima [EC]	20
Ambito de temperaturas [EC]	2 a 32
Eficiencia de remoción de DBO [%]	80 a 95
Concentración de algas [mg/l]	40 a 160
Eficiencia de remoción de coliformes [%]	>99
Sólidos suspendidos en el efluente (mg/l)* Algas Microorganismos Otros	[0.2 a 0.8] AADBO _o [0.2 a 0.5] AADBO _o [0.1 a 0.4] AASS _o
DBO del efluente [mg/l] Soluble Insoluble	[0.02 a 0.1] AADNO _o [0.30 a 1.0] AASS _o
Calidad típica del efluente [mg/l] DBO SS PH	15 a 40 25 a 50 6.5 a 9

* _o = Datos del influente

Fuente: Normas CNA 1993

Lagunas de Maduración

Las lagunas de maduración son unidades de tratamiento terciario, que utilizan la capacidad natural de autopurificación del agua y no deben ser empleadas como adiciones a los sistemas sobrecargados, para evitar la ampliación de los mismos. Son unidades biológicas en las que un efluente secundario bien estabilizado es tratado para proporcionar un agua de alta calidad bacteriológica y virológica.

Mortandad de Bacterias y Factores. La reducción de coliformes en lagunas de estabilización, frecuentemente se supone que sigue a una tasa que depende del número de bacterias presentes, correspondiendo a la Ley de Chick:

$$N / N_0 = 10^{-kt}$$

donde

N_0 = número de bacterias coliformes originalmente presentes

N = número de bacterias coliformes remanentes después de un tiempo t

t = tiempo de retención, días

k = coeficiente de mortandad

Merron et al encontró que el coeficiente de mortandad puede variar entre 0.070 a 0.127, con un promedio de 0.1/día y el T-90, el tiempo requerido para una reducción del 90%, es del orden de 10 días. Lamentablemente, la reducción porcentual global normalmente reportada en la literatura no da una descripción adecuada de la tasa de mortandad de coliformes.

Además, la mortandad bacteriológica está influenciada fuertemente por un número de factores, incluyendo:

- 1) luz solar,
- 2) agentes bactericidas,
- 3) temperatura,
- 4) tensión de oxígeno,
- 5) cambios en pH
- 6) depredación,
- 7) agotamiento de nutrientes,
- 8) sobrecompetencia, y
- 9) toxicidad

La radiación solar aumenta la reducción del número de bacterias apreciablemente y durante la época de invierno, con períodos extremadamente fríos y nublados, ésta disminuye a un mínimo. Se estima que períodos largos de almacenamiento, que resultan en la sedimentación de la materia suspendida, y la sobre competencia son las causas principales de la reducción de bacterias. Altos niveles de oxígeno disuelto y valores de pH en exceso de 9.0 también han tenido un efecto marcado sobre la reducción bacteriana Gann et al ha observado que la mortandad de coliformes está íntimamente asociada a la remoción de DBO, indicando que los coliformes se remueven, en parte, debido a su inhabilidad para competir por los nutrientes. Otro fenómeno importante es el aprisionamiento de bacterias en los sólidos que se sedimentan. Probablemente la remoción de bacterias se debe a una combinación de todos los factores arriba mencionados, ya que algunas bacterias logran sobrevivir largos períodos de anaerobiosis, pero desaparecen rápidamente en un ambiente aerobio.

Las lagunas de maduración logran reducciones significativas en el número de organismos coliformes. Las remociones de bacterias son mejores durante el verano (99.61 %) que en el invierno (96.86%). Además, Malone y Bailey obtuvieron reducciones de enterococcus, con lagunas en serie, entre 98 y 100 por ciento.

Modelos Cinéticos para el Diseño de Lagunas de Estabilización

Aunque las lagunas de estabilización han sido ampliamente estudiadas en los últimos 30 años, el número de modelos matemáticos elaborados con el propósito de diseño, a partir de estos estudios, es muy limitado. Además, la mayoría de los modelos carecen de suficiente detalle, para describir adecuadamente los procesos que se llevan a cabo en las lagunas o su aplicación está limitada a un zona específica del mundo o un tipo particular de laguna. En las secciones que se presentan a continuación se hace un resumen de los modelos cinéticos disponibles para el diseño de los diferentes tipos de lagunas que se han mencionado en este trabajo.

Lagunas Anaerobias. La reducción de DBO en una laguna anaerobia está relacionada principalmente a:

- 1) el tiempo de retención,
- 2) la temperatura, y
- 3) la cantidad de lodo

Estos factores son básicamente los mismos que afectan el funcionamiento de los digestores anaerobios, donde una producción de gas de 16 a 18 pies cúbicos/lb de materia volátil destruida puede ser esperada con cargas orgánicas de 0.03 a 0.27 lbs de sólidos volátiles/pie cúbico/día.

Suponiendo mezcla completa, se puede diseñar la laguna anaerobia en base a la siguiente relación:

$$S = S_o / [(S / S_o)^n \times k_l \times t + 1]$$

donde

S = DBO-5 en la laguna y efluente

S_o = DBO-5 del influente a 20 EC

t = tiempo de retención para sistemas completamente mezclados

k_l = coeficiente de remoción de DBO, base e (l/día)

n = exponente

Este modelo es principalmente empírico, aunque tiene una base teórica razonable. Además, se reconoce que:

- 1) la carga orgánica se debe basar en la DBO última,
- 2) una fracción de la DBO influente permanece en la fase líquida mientras el resto se sedimenta al fondo como lodo,
- 3) se lleva a cabo un mezclado general y la DBO del efluente es igual a la DBO de la laguna,
- 4) no hay pérdidas netas de líquido del sistema,
- 5) los coeficientes de reacción para la fase líquida y capa de lodos dependen de la temperatura, y

6) la fracción de DBO que se pierde en el lodo por fermentación regresa al líquido de la laguna o sale del sistema como gas.

Las siguientes guías de diseño se recomiendan cuando existe duda de la validez del coeficiente de remoción y exponente del modelo cinético:

- 1) un tiempo de retención del líquido del orden de 3 a 5 días,
- 2) una profundidad de 3 a 5 metros,
- 3) una carga volumétrica de 12 a 25 lbs DBO-5/100 pies cúbicos y una carga superficial de 440 a 660 kg DBO-5/ha/d, y
- 4) una carga de sólidos suspendidos del orden de 100 a 400 lbs/1000 pies cúbicos.

La selección final de la carga orgánica dependerá de consideraciones ambientales y estéticas.

Lagunas Facultativas. Existen tres principales teorías para el diseño de lagunas de estabilización facultativas:

- 1) la teoría dependiente de temperatura y carga de Hermann y Gloyna (1958),
- 2) la teoría dependiente de carga unitaria y luz de Oswald (1960), y
- 3) la teoría de la cinética de primer orden de Marais y Shaw (1961).

Herman y Gloyna presentaron la primera teoría de la cinética que describe el comportamiento de una laguna facultativa. En base a experimentos de laboratorio, con series de cuatro lagunas, establecieron que el tiempo de retención (R-35) requerido para una reducción del 90% de la DBO-5 a 35 EC era aproximadamente de 3.5 días. A medida que la temperatura disminuye, el tiempo total de retención (R-T). Para la misma remoción aumenta de acuerdo a la Ecuación No. 1:

$$R-T = R-35 O^{(35-T)} = 3.5 (1.072)^{(35-T)} \quad (1)$$

Un análisis estadístico mostró que la DBO-5 media para aguas negras crudas en los EUA es aproximadamente de 200 mg/l. Para mantener el valor del efluente más o menos constante para cualquier DBO-5 (S_o) influente, se ajustó el tiempo de retención con la proporción $S_o/200$, dando:

$$R = (S_o/200)R-T \quad (2)$$

Por lo cual:

$$R = (S_o/200)R-35 O^{(35-T)} = (3.5/200)S_o (1.072)^{(35-T)} \quad (3)$$

Datos de lagunas recibiendo aguas residuales domésticas, en modelos de laboratorio alimentados con un desecho sintético soluble, para temperaturas de 9 EC a 35 EC, dieron un valor de O igual a 1.085. Finalmente, la fórmula se puede representar en términos del volumen:

$$V = C*Q*S_o[O^{(35-T)}]^{f*f} \quad (4)$$

donde

V = volumen de la laguna (metros cúbicos)

Q = gasto influente del desecho (metros cúbicos/segundo)

S_o = DBO-Ultima del influente (mg/l)

T = temperatura media del mes frío del año (EC)

O = coeficiente de temperatura = 1.085

C = coeficiente de conversión = $3.5 \cdot 10^{-5}$

f = factor de toxicidad a las algas, para aguas negras $f = 1$; para ciertos desecho industriales:

$$f = e^{-K \cdot C_o / (k_o \cdot t_o + 1)}$$

K = coeficiente de toxicidad a la clorofila para un desecho con una concentración de C_o

k_o = coeficiente de biodegradación para el compuesto tóxico

t_o = tiempo de reacción para un coeficiente k_o y una temperatura T_o

f' = factor de corrección para la presencia de sulfuros

Desechos conteniendo cantidades apreciables de sulfatos y materias tóxicas normalmente requieren mayor tiempo de retención y superficie. En caso de toxicidad pronunciada, tanto el coeficiente de degradación, que representa la actividad bacteriológica, y la capacidad de oxigenación de las algas se verán reducidas. Una concentración, del orden de 4 mg/l de sulfuros, en una laguna facultativa tendrá un efecto adverso sobre las algas. Cuando la concentración de sulfatos excede 500 mg/l en el influente, se debe reducir la carga orgánica a la laguna.

Oswald formuló la teoría de carga orgánica por unidad de superficie, que postula que la carga orgánica está regida por la radiación solar diaria. La influencia de la radiación solar, en asociación con las algas, sobre la reoxigenación de la laguna sigue la Ecuación No. 5:

$$L_o = 0.25 \cdot F \cdot S \quad (5)$$

donde

L_o = carga orgánica (lbs DBO/a/d)

F = eficiencia fotosintética = 4.0%

S = energía solar (calorías/Cm²/d)

Oswald (1960) ha recopilado un juego de tablas para los valores máximos y mínimos probables de energía solar visible, en función de latitud y mes del año. La eficiencia fotosintética de conversión de la luz solar está en función de la luz, tiempo, nutrientes y temperatura. Jayangoudar et al (1970) ha estimado que la eficiencia de conversión de luz en la India es del orden del 6.0 por ciento.

Un rendimiento máximo de algas resultará si la profundidad no excede de 15 a 30 cm; sin embargo, profundidades de 1.2 a 1.8 m son más prácticas. El rendimiento de células de algas está relacionado a la eficiencia de conversión de energía solar, según la Ecuación No. 6:

$$Y_c = 0.15 \cdot F \cdot S \quad (6)$$

donde

Y_c = rendimiento de células de algas (lbs algas/a/d)

La relación entre producción de oxígeno y rendimiento de células de algas es de 1.6, con la remoción más alta de DBO dándose cuando el factor de oxigenación, la relación entre el oxígeno producido y el oxígeno requerido, es de 1.6.

Marais y Shaw, en Africa del Sur, observaron la falta de variación de la DBO en el efluente, durante varias temporadas y propusieron un modelo cinético basado en la cinética de primer

orden de un sistema completamente mezclado, con el coeficiente de reacción independiente de la temperatura, Ecuación No. 7:

$$S = S_o / (K - R + 1) \quad (7)$$

donde

S_o = DBO-5 del influente (mg/l)

S = DBO-5 efluente de la laguna (mg/l)

R = tiempo de retención (días)

K = coeficiente de degradación de primer orden, log base e (1/días)

Marais y Shaw encontraron que el valor de K es de 0.17, por lo cual cuando S es la calidad deseada del efluente y se conocen S_o y K , se puede estimar el tiempo de retención (R) necesario.

Posteriormente, Marais reconoció la dependencia del coeficiente de degradación en función de la temperatura, de acuerdo a la relación de Arrhenius. Por consiguiente, bajo condiciones de estado estable en el gasto, DBO y temperatura, la Ecuación No. 7 es aplicable. Pero, si la temperatura cambia, la DBO del efluente estará dada por:

donde

$$KT = KTo \cdot O^{(To-T)} \quad (8)$$

Este modelo, y su verificación, establece el comportamiento cinético de la fracción líquida de la laguna, independiente de la capa de lodos. También permite la integración de las teorías de Hermann - Gloyne y Marais - Shaw, por la simetría de R y K en la Ecuación No. 10:

$$RT_o/RT = KT/KTo = O^{(To-T)} \quad (9)$$

Con $K = 1.2$ a $To = 35$ EC de la Ecuación (No. 8) para 90% remoción, entonces: $R-35 = 7.5$ días.

Marais propuso, de un resumen analítico de datos de lagunas, que la máxima DBO (S_m) en la laguna, antes de que dominen las condiciones anaerobias, no debe exceder:

$$S_m = 700/(0.6 d + 8) \quad (10)$$

donde

d = profundidad de la laguna (pies)

Finalmente, la influencia de la capa de lodos fue incorporada a la relación Marais - Shaw por Marais (1966). Supuso que la degradación anaerobia del lodo, que se manifiesta con la producción de gas y el desprendimiento de subproductos de la fermentación, es una reacción de primer orden. Suposiciones adicionales consistieron en:

- 1) todos los valores de DBO eran de demanda última carbonosa;
- 2) una fracción (i_p) de la DBO (S_{ui}) influente se dispersa en el cuerpo líquido de la laguna, la fracción remanente (i_s) se sedimenta como lodo;
- 3) que había mezcla instantánea y completa en la laguna;
- 4) los coeficientes de reacción, K para la fase líquida, y k_s para la capa de lodos, dependen de la temperatura de acuerdo a la Ecuación No. 9; y

- 5) una fracción (cp) de la DBO que se escapa del lodo debido a la fermentación, entra al volumen líquido de la laguna, y la fracción remanente (cg) sale del sistema como gas.

Por consiguiente, bajo condiciones de estado estable, la Ecuación No. 11 describe la magnitud relativa de los efectos de la DBO influente soluble y la que se desprende de la capa de lodos por la fermentación:

$$Su = \frac{S_{ui}}{K \cdot t \cdot 1} (ip + cp \cdot is) \quad (11)$$

La magnitud de las distintas fracciones ip , is , cp , y cg no han sido establecidas en forma definitiva; sin embargo, de la información disponible sobre la remoción de DBO, como lodo en sedimentadores primarios, la fracción is está probablemente dentro del ámbito de 0.4 a 0.6. Marais (1970) encontró que se pueden obtener buenos resultados con los valores de $cp=0.4$ y $cg=0.6$. Se encontró que el coeficiente de degradación de lodos sigue la relación de temperatura dada por la Ecuación No. 13:

$$Ks = 0.002(1.35)^{(20-T)} \quad (12)$$

Para determinar el comportamiento de la laguna bajo diferentes condiciones de carga y ciclos anuales de temperatura, Marais (1970) elaboró un programa de computadora que requiere los siguientes datos:

- 1) DBO y gasto influente,
- 2) volumen de la laguna,
- 3) profundidad del líquido, y
- 4) temperaturas máximas y media-máxima mínima del aire.

El programa supone una variación sinusoidal de la temperatura del aire y calcula las temperaturas del lodo y la laguna, los distintos coeficientes de degradación y la DBO en la laguna y lodo, así como la demanda de oxígeno. Roesler y Shapiro también han reportado la simulación del comportamiento de lagunas de estabilización con programas similares.

Thirumurthi y Nashashibi (1967) han propuesto que debido a las condiciones poco ideales para mezclado presentes en lagunas, se deben utilizar procedimientos de diseño de reactores químicos para describir el funcionamiento de lagunas. Thirumurthi señala que la hidráulica de una laguna no es ni de flujo en pistón (Ecuación No. 13) ni de mezcla completa (Ecuación No. 14), sino más bien un sistema intermedio descrito por la Ecuación No. 15:

- a) flujo en pistón,

$$Se/Si = e^{-kt} \quad (13)$$

- b) mezcla completa,

$$Se/Si = 1/(1+kt) \quad (14)$$

- c) aproximación a un sistema intermedio,

donde

$$\frac{Se}{Si} = \frac{4ae^{(1-a)/2d}}{(1+a)} \quad (15)$$

Si = DBO influente (mg/l)

Se = DBO efluente (mg/l)

k = coeficiente de reacción biológica

a = (1 + ktd)

d = coeficiente de difusividad = D/UL = Dt/L

D = coeficiente de dispersión longitudinal (pies cuadrados/hr)

U = velocidad del líquido (pies/hr)

L = longitud del trayecto típico de una partícula en el reactor (pies)

Aunque falta determinar con mayor confiabilidad el coeficiente de difusividad (d) para diferentes lagunas de estabilización, Thirumurthi considera que el valor de pocas veces excederá 1.0, por las cargas hidráulicas tan bajas. También presenta una solución gráfica a la Ecuación No. 16.

Lagunas de Maduración. En virtud de que la mortandad de bacterias en lagunas aerobias se puede aproximar mediante una relación simple, si se mantiene un buen mezclado en la laguna, Marais y Shaw propusieron la expresión representada en la Ecuación No. 16, para el diseño de sistemas que incorporan lagunas de maduración:

$$N/No = 1/(KR + 1) \quad (16)$$

donde

No = concentración influente de bacterias coliformes (NMP)

N = concentración efluente de bacterias coliformes (NMP)

K = coeficiente de mortandad

R = tiempo de retención

El valor de K fue establecido empíricamente y varía considerablemente dependiendo de cortos circuitos hidráulicos y efectos estacionales, como duración e intensidad de luz solar, y temperatura, sobre el funcionamiento de la laguna. Un valor de K = 2.0, recomendado para diseño, está basado en reducciones de E. Coli. Por otro lado, Coetzee y Fourie encontraron el valor de K, para S. tifi, no mayor de 0.8 en una serie de dos lagunas en Pretoria, Africa del Sur.

La clave para obtener altas reducciones de coliformes está en usar sistemas de lagunas en serie, que proporcionan un tiempo de retención adecuado para el líquido y sólidos. La principal ventaja de lagunas en serie es la eliminación de cortos circuitos. La reducción porcentual de bacterias fecales puede ser estimada con las Ecuaciones No. 17 y 18 respectivamente, para lagunas de tiempos de retención iguales y distintos:

$$N/No = 1/(KR + 1)^n \quad (17)$$

$$N/No = 1/(KR1 + 1)(KR2 + 1) \dots (KR + 1) \quad (18)$$

donde

n = número de lagunas en serie

Las ecuaciones anteriores consideran que el coeficiente de mortandad (K) es igual en todas las lagunas de la serie. Aunque, este no es el caso exactamente, las aproximaciones que dan estas ecuaciones son lo suficientemente buena para estimar las reducciones de bacterias en lagunas de estabilización.

Diseño de Lagunas

Lagunas Aerobias. El diseño del proceso está basado generalmente en las tasas de carga orgánica y el tiempo de retención hidráulica, grandes sistemas se diseñan frecuentemente como reactores completamente mezclados, usando dos o tres reactores en serie. Una segunda aproximación es utilizando la ecuación de primer orden de tasa de remoción desarrollada por Wehner y Wilhelm para un reactor con un patron arbitrario de flujo (entre completamente mezclado y flujo piston) como sigue:

$$\frac{S}{S_0} = \frac{4a \cdot \exp(1/2d)}{(1+a)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)}$$

Donde:

S = Concentración del sustrato del efluente

S₀ = Concentración del sustrato del influente

$a = \sqrt{1 + 4ktd}$

d = factor de dispersión = D/ul

D = Coeficiente de dispersión axial pies (m²/h)

u = Velocidad del fluido pies/h(m/h)

L = Longitud característica pies (m)

k = Constante de la reacción de primer orden

t = tiempo de retención.

Para facilitar el uso de la ecuación anterior, Thirumurthi desarrolló una gráfica en la cual el término kt está trazado contra S/S₀ para valores de dispersión que varían de cero en un reactor con flujo-piston ideal al infinito en un reactor completamente mezclado. Para la mayoría de las lagunas los factores de dispersión están entre los rangos de 0.1 a 2.0. Debido a que el contenido de las lagunas aerobias debe estar mezclado para lograr el mejor funcionamiento, se estima que un valor típico del factor de dispersión puede ser de 1.0 valores típicos de la constante k en la ecuación de primer orden de la tasa de remoción de la DBO₅ varía de 0.5 a 1.0 por día, dependiendo de las características hidráulicas y de operación de la laguna.

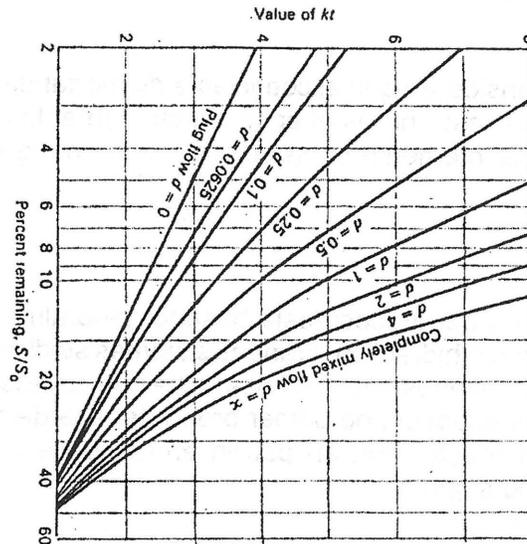


Fig. 9.25 Valores de kt en la ecuación de Wehener y Wilhelm, versus el remanente para varios factores de dispersión

Ejemplo

Diseñar una laguna aerobia para tratar aguas residuales industriales con un gasto de 1Mgal/d (3800 m³/d) con una DBO₅ de 1000 mg/L, considerando las siguientes condiciones

1. Sólidos suspendidos en e influente = insignificantes
2. DBO₅ (conversión) = 90%
3. Soluble primer orden DBO₅ tasa de remoción constante = 0.25 d⁻¹ a 20EC
4. Coeficiente de temperatura 0 = 1.06 a 20EC
5. Temperatura de la laguna en el verano = 32EC
6. Temperatura de la laguna en el invierno = 10EC
7. Area máxima de lagunas individuales = 10 acres (4 ha)
8. Profundidad máxima de la laguna = 3 pies (0.9 m)
9. Factor de dispersión dela laguna = 1.0

Solución

1. De la gráfica - determinar el valor de kt para un factor de dispersión de 1.0 y una eficiencia de remoción de 90%

$$kt = 5$$

2. Determinar el coeficiente de temperatura

a) invierno

$$k_{10EC} = k_{20EC} 0^{T-20}$$

$$K_{10} = 0.25 (1.06)^{10-20}$$

$$= 0.14d^{-1}$$

b) Verano

$$k_{32EC} = K_{20EC} 0^{T-20}$$

$$k_{32} = 0.25 (1.06)^{32-20}$$

$$= 0.5 d^{-1}$$

3. Determinar el tiempo de retención

a) Invierno

$$0.14 \text{ d}^{-1}(t) = 5 \\ t = 35.7$$

b) Verano

$$0.5 \text{ d}^{-1}(t) = 5 \\ t = 10\text{d}$$

4. Determinar el área superficial de la laguna

$$Q = A \cdot V = (h \cdot b) \left(\frac{l}{t} \right) = \frac{hbl}{t} = \frac{Ah}{t} \therefore A = \frac{Q \cdot t}{h}$$

a) invierno

$$\text{área superficial} = \frac{1,000,000 \text{ gal} / \text{d} \times 35.7 \cdot \text{d} \left(\frac{1 \cdot \text{ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \right)}{3 \text{ ft} \times 43.530 \text{ ft}^2 / \text{acre}} = 36.5 \text{ acres} \quad (14.8 \text{ ha})$$

b) verano

$$\text{área superficial} = \frac{1,000,000 \text{ gal} / \text{d} \times 10 \cdot \text{d} \left(\frac{1 \text{ ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \right)}{3 \text{ ft} \times 43.56 \text{ ft}^2 / \text{acre}} = 10.2 \text{ acres} \quad (4.1 \text{ ha})$$

entonces gobiernan las condiciones de invierno

E. Comentarios Finales

Varios investigadores han observado el comportamiento de lagunas de estabilización durante variados períodos y han llegado a conclusiones que no necesariamente conducen a criterios generales de diseño. Los trabajos de Oswald (1970) en California, EUA, sobre lagunas de alta tasa, donde se maximiza la producción de algas, ha evolucionado en un tipo muy fino de laguna, que requiere equipo y operación sumamente complicada. En Africa del Sur (Meiring et al, 1968) se determinó que para la remoción de algas del efluente, con sulfato de aluminio, se requieren dosis de 400 mg/l, con las cuales se logra flocular la mayor parte de los sólidos suspendidos, quedando únicamente una concentración de sólidos de 25 mg/l en el efluente de la laguna. El resto de los sólidos se puede eliminar fácilmente en un filtro de arena. Sin embargo, este tipo de sistema no es aplicable a comunidades pequeñas, donde más se requieren las lagunas para el tratamiento de sus desechos líquidos domésticos.

Algunas objeciones al uso de lagunas de estabilización han sido:

- 1) la posibilidad de contaminación bacteriológica del subsuelo y el agua que contiene,
- 2) la descarga de aguas con un alto contenido de DBO y sólidos suspendidos como algas,
- 3) problemas de malos olores y sabor en las fuentes de agua potable, y
- 4) la provisión de sitios para la reproducción de mosquitos y otros vectores acuáticos.

En su mayoría, estas objeciones han sido eliminadas mediante un buen diseño y procedimientos adecuados de operación y mantenimiento.

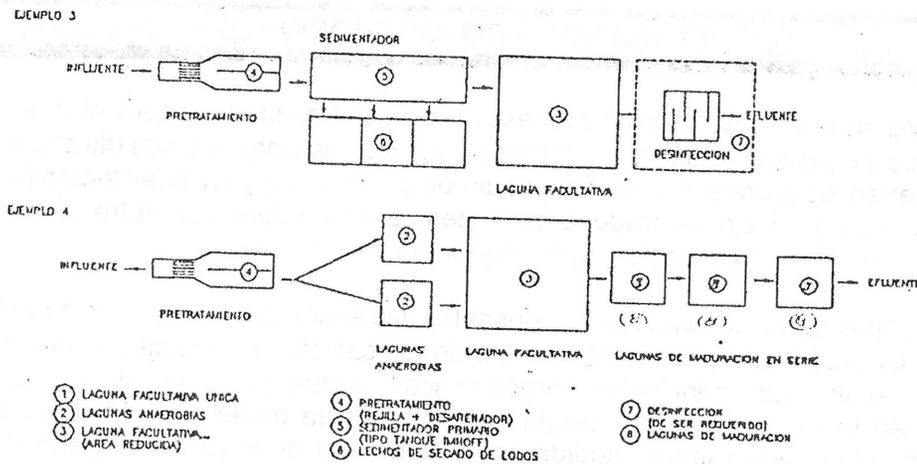


Fig.9.26 Eficiencia de Combinaciones Diversas.

- Un digester que permite estabilizar los lodos.
- Lechos de secado de lodos que permiten deshidratarlos.

El área del sedimentador es insignificante.

Laguna Facultativa:

Recibe el efluente del sedimentador primario, con ello su área se reduce en un 35%.

Area restante = 65

Desinfección:

Su instalación es optativa, se instala de ser requerido un efluente bajo en patógenos.

Eficiencia de Remoción = DBO 80%
 Coliformes 90% (Sin desinfección)

EJEMPLO No. 4

Ilustra un sistema lagunar completo compuesto de los siguientes elementos:

Pretratamiento, lagunas anaerobias, laguna facultativa y una serie de lagunas de maduración.

Area Total Requerida = 200

Nótese que mientras las lagunas anaerobias remueven sólidos y DBO, las lagunas de maduración permiten remover patógenos y lograr un efluente con N.M.P. de coliformes tan bajo como se requiera.

Eficiencia de Remoción = DBO = 95%
 Coliformes > 99.9999%

NOTA:

Las eficiencias de remoción indicadas son aproximadas, su valor real es función de las áreas, volúmenes, tiempo de retención y temperatura.

9.7 TRATAMIENTO ANAEROBIO

La principal división entre los diversos procesos biológicos existentes para el tratamiento de aguas residuales se hace en relación a la forma en que los microorganismos utilizan un oxígeno. Es así que se tienen los procesos aerobios (requieren de oxígeno) y los anaerobios (requieren la ausencia de oxígeno). Esto se traduce en sistemas muy diferentes entre sí, tanto en su microbiología, como en sus aplicaciones, su ingeniería y su control.

Dado que los microorganismos son los responsables de llevar a cabo un proceso biológico, sus características metabólicas determinarán el tipo de aplicación, las ventajas y desventajas del proceso en cuestión. Las principales características, desde punto de vista energético, se esquematizan en la Fig. 9.27. La energía contenida en la materia orgánica contaminante utilizada por los microorganismos, medida como demanda química de oxígeno (DQO) o la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), es transformada en diversos productos, dependiendo del metabolismo aerobio o anaerobio de la célula. Es así que una bacteria anaerobia utilizará el 10% de la energía contenido en su alimento o sustrato para funciones de reproducción, dando origen a nuevas células; el 90% restante lo dirigirá al gas metano y CO_2 . Por su parte, la bacteria aerobia empleará, en presencia de oxígeno, un 60 al 65% de la energía del sustrato en la síntesis de nuevas células, mientras la fracción restante es utilizada para llevar a cabo ésta y otras funciones metabólicas y disipada en forma de calor.

Lo anterior trae como consecuencia, la vía anaerobia produce pocos lodos (células), mientras que la aerobia genera una cantidad aproximada de cinco veces más, con los consecuentes problemas de tratamiento y disposición de lodos de purga. Por otro lado, la energía contenida en el metano puede ser utilizada como energía calorífica directamente o transformada a mecánica o eléctrica según las necesidades existentes en el sitio. Otro punto es que el proceso aerobio requiere el suministro de oxígeno, lo que representa un costo energético importante. Es así, que mientras el proceso anaerobio es un productor neto de energía, el proceso aerobio la consume. Esta tendencia se acentúa en los casos en que los lodos de purga de la planta aerobia son digeridos aeróbicamente, lo que implica un nuevo costo energético.

En cuanto a los lodos producidos en el proceso anaerobio, además de producirse en menor cantidad, éstos ya están lo suficientemente estabilizados como para poder ser evacuados directamente sin un tratamiento previo. Por tanto, se puede considerar la vía anaerobia como altamente eficiente en la conservación de energía; mientras que en la aerobia integral (agua y lodos) el dispendio energético es considerable.

Las características anteriores se manifiestan en forma más marcada cuando se aplican ambos tipos de procesos biológicos al tratamiento de aguas residuales concentradas en materia orgánica, como es el caso de los desechos de la industria.

Cabe mencionar las desventajas de los procesos anaerobios en relación con los aerobios. Los efluentes tratados por vía anaerobia pueden requerir un postramiento, ya que conservan aún cierto contenido de materia orgánica y no tiene oxígeno disuelto. La necesidad de realizar el postramiento estará determinada por las condiciones particulares de la descarga (CPD) que le hayan sido fijadas a la empresa. En la mayoría de los casos, el postramiento será aerobio, dando como resultado un proceso combinado altamente eficiente en la remoción de los contaminantes, autosuficiente energéticamente y a costos de inversión, operación y mantenimiento sensiblemente menores que los de un proceso totalmente aerobio.

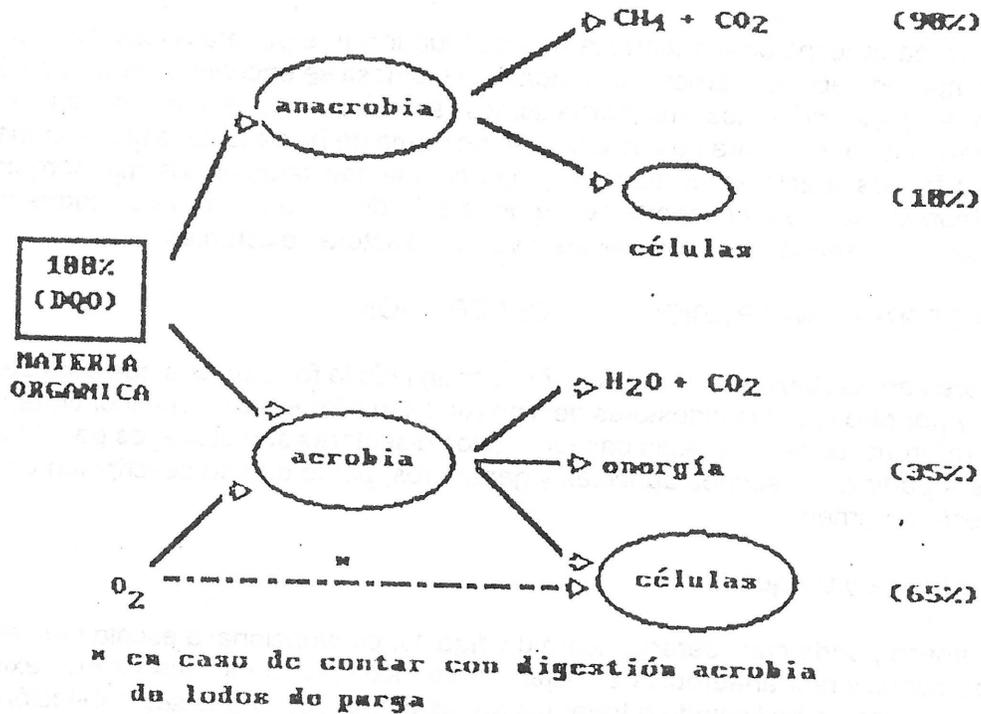


Fig. 9.27 Esquema del flujo de energía de los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales

Una estimación comparativa de costos, operación y mantenimiento para los sistemas totalmente aerobio, anaerobio + aerobio y totalmente anaerobio, en función de la concentración de materia orgánica en el influente, dada por Eckenfelder et al. (1988), señala que para las opciones anaerobia y anaerobia-aerobia estos son los mismos.

El proceso anaerobio (o inclusive el anaerobio + aerobio) puede generar ingresos netos, mediante la recuperación del biogás producido, cuando el agua residual tiene una alta concentración en materia orgánica. Siendo este el proceso que puede eventualmente convertir el tratamiento de las aguas residuales, no en una carga, sino en una fuente de ahorro para la industria.

Indudablemente, de las dos vías metabólicas, la aerobia ha sido hasta la fecha la más utilizada y consecuentemente, la tecnología de los tratamientos aerobios está ya bien establecida. Por su parte, la digestión anaerobia estuvo considerada por mucho tiempo como una vía promisoriosa pero sólo aplicable a contados casos.

En la actualidad gracias a los esfuerzos de investigación realizados en todos los niveles, desde el fundamental hasta el desarrollo tecnológico ha dado como resultado el surgimiento de la digestión anaerobia como una alternativa de tratamiento seria, confiable y eficiente, en muchos casos superior a los procesos aerobios. Esto no significa que ambos procesos se excluyan entre sí, sino por el contrario, en muchas ocasiones la unión anaerobia-aerobia es la mejor solución técnica y económica, fundamentalmente cuando se tienen efluentes mediana y altamente concentrados en materia orgánica, así como condiciones de descarga estrictas.

Desarrollo de los procesos anaerobios

La evolución de la tecnología anaerobia ha dado lugar a tres generaciones de reactores. La primera comprende aquellos procesos en donde la biomasa se encuentra en suspensión; en los de segunda generación, los microorganismos son retenidos en el reactor, ya sea al suministrarles un soporte para que se adhieran en forma de biopelícula, o bien por medio de su sedimentación; los reactores de tercera generación tienen también los microorganismos en forma de biopelícula, pero el soporte se expande o fluidifica con altas velocidades de flujo. A continuación se describen brevemente los diversos reactores existentes.

9.7.1 REACTORES ANAEROBIOS DE 1ª GENERACION

Los reactores anaerobios más primitivos son, por un lado la fosa séptica que será descrita más adelante, y por otro lado los digestores del tipo rural con alimentación semicontinua, de los que se tienen referencias desde el siglo pasado. Estos digestores son utilizados para la producción de biogás a partir de desechos agrícolas y ganaderos, por lo que su descripción cae fuera del tema de este resumen.

- **Fosa séptica y tanque Imhoff**

La fosa séptica puede considerarse como un digestor convencional a escala muy reducida, en donde las condiciones anaerobias estrictas no son siempre cumplidas ya que existen zonas anóxicas. Su uso se ha limitado a tratar las aguas de desecho de casas habitación, escuelas, hospitales, etc.; generalmente en zonas rurales en donde no existe el servicio de drenaje. Dado que su principal función se limita a la hidrólisis de la materia orgánica en suspensión para lograr una buena eficiencia, es necesario que la fosa evacue en un sistema de zanjas de absorción colocadas en el suelo, el cual se encargará de realizar la estabilización de la materia orgánica. Los tiempos de retención en estos dispositivos son muy variables (entre 2 y 10 días)

Por su parte el tanque Imhoff, es un sistema un poco más elaborado que el anterior, ya que crea dos compartimientos distintos, el de decantación y el de digestión. Esto impide en cierto modo que los productos de la hidrólisis de los lodos sean evacuados por el efluente, lo que se traduce en mejores eficiencias de tratamiento. Sus aplicaciones han sido a nivel de pequeñas comunidades, en donde la fosa séptica no sería recomendable debido al volumen que requeriría. En ambos sistemas, una evacuación periódica de los lodos acumulados es necesaria (generalmente cada año para el tanque Imhoff y de dos años para la fosa).

- **Lagunas anaerobias**

Este es otro proceso rústico empleado en aguas de desecho industriales evacuadas a temperatura superior a la del ambiente y con cierto contenido de sólidos suspendidos sedimentables. Consiste en estanques profundos (hasta 10 m) en donde las condiciones anaerobias prevalecen, con la excepción de una pequeña zona en la superficie. Las condiciones meteorológicas influyen grandemente la operación de estos sistemas, registrándose generalmente una baja considerable en la eficiencia durante el invierno. Un punto particularmente problemático son los malos olores asociados con estos sistemas. Los tiempos de retención hidráulica reportados en la literatura son muy variables, en general mayores a 7 días.

- **Digestor anaerobio convencional**

Este sistema se ha aplicado principalmente para la estabilización de los lodos de desecho provenientes del proceso de lodos activados, aunque en la actualidad sus limitadas eficiencias han hecho que sea sustituido por la versión completamente mezclada. Consiste en un tanque cerrado sin agitación y sin calentamiento, en donde el desecho por tratar se estratifica en zonas definidas. La parte en donde se lleva a cabo prácticamente la totalidad de la actividad microbiana representa alrededor del 30% del volumen total del digestor, lo que aunado a la lentitud de la cinética de degradación bajo estas condiciones, resulta en volúmenes de reactor considerable (tiempos de retención mayores a 30 días).

- **Digestor anaerobio completamente mezclado**

La introducción de una agitación vigorosa del medio de reacción, aunada frecuentemente a un calentamiento del reactor, se traduce en mayores eficiencias en la remoción de materia orgánica. La agitación es lograda, ya sea por un agitador mecánico o por la inyección del biogás en el fondo del reactor. Debido a su mezcla completa, el efluente cuenta con una alta concentración de sólidos suspendidos, por lo que se desarrolló una variante que une en serie, un digestor completamente mezclado con un digestor convencional en donde se realiza la decantación de los sólidos. Su principal aplicación es en el tratamiento de los lodos de desecho de grandes plantas de lodos activados.

- **Reactor de contacto anaerobio**

Este es un sistema de transición entre la primera y la segunda generación de reactores anaerobios. Consiste básicamente en un reactor completamente mezclado acoplado a un decantador que separa la biomasa para que sea recirculada hacia el reactor. Es el equivalente anaerobio de los lodos activados. Con la recirculación, la cantidad de microorganismos en el reactor aumenta al igual que su tiempo de permanencia dentro del sistema, sin que el tiempo de retención hidráulica se incremente. Esto resulta en volúmenes de reactor más pequeños y en una mayor estabilidad del proceso. El punto problemático es la adecuada separación de los lodos anaerobios en el decantador, pues tienen tendencia a flotar, debido a las burbujas de gas atrapadas en el flóculo. Esto se soluciona creando un vacío en la línea de unión entre el reactor y el decantador, lo que favorece la desgasificación. Los tiempos de retención hidráulicos son del orden de 5 días y el tiempo de residencia celular varía entre 15 y 30 días. Este sistema se ha aplicado en el tratamiento de aguas residuales de industrias alimentarias.

En la fig. 9.28 se presentan los reactores anaerobios de 1ª generación.

9.7.2 REACTORES ANAEROBIOS DE 2ª GENERACION.

El progreso logrado con este tipo de reactores se manifiesta en tiempos de retención hidráulicas sustancialmente menores (de 0.5 a 3 días), lo que implica una importante reducción en los volúmenes de reactor, y en una mayor estabilidad y facilidad en su operación. Esto se logra al retener la biomasa anaerobia dentro del reactor mediante la formación de una película de microorganismos fijos sobre soportes, o bien por medio de la sedimentación de flóculos microbianos con muy buenas características de decantación. Con esto, la limitación provocada por la reducida tasa de crecimiento de las bacterias anaerobias es prácticamente eliminada.

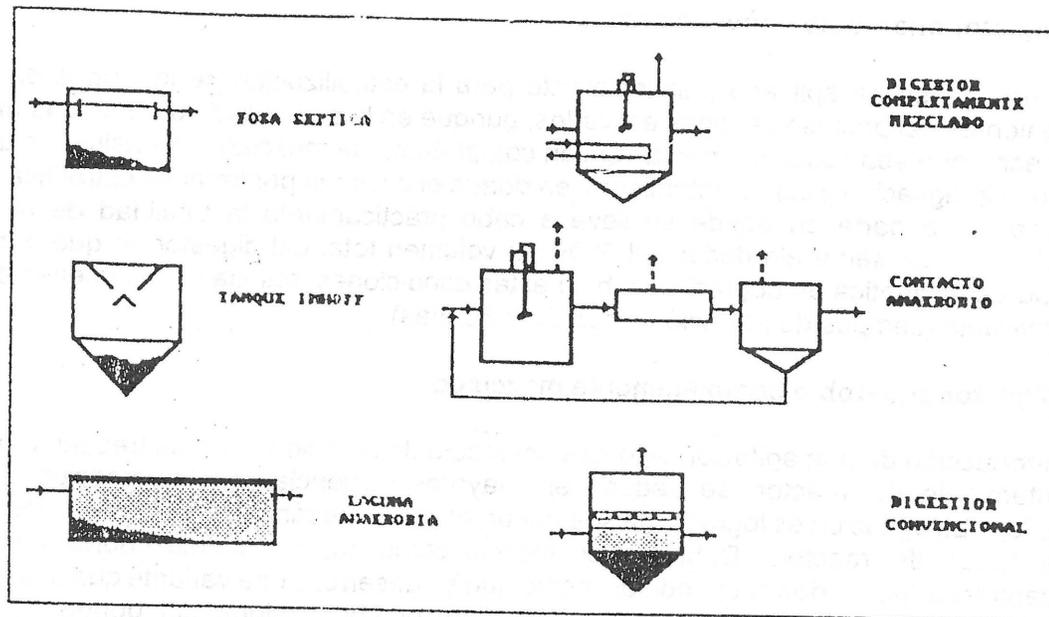


Fig. 9.28 Reactores anaerobios de la 1ª generación

Otras ventajas obtenidas son un cierto grado de resistencia a productos tóxicos (Parkin y Speece, 1983), una adaptación rápida a cambios de alimentación (Van den Berg et al., 1980; Noyola, 1986) y un arranque rápido después de períodos prolongados sin alimentación (Lettinga et al., 1982; Sánchez et al., 1985; Noyola, 1986).

- **Filtro anaerobio**

El filtro anaerobio fue introducido por Young y McCarty (1969), recomendándolo inicialmente para sustratos solubles y medianamente concentrados en materia orgánica. En la actualidad se ha aplicado el laboratorio y a escala real tratando una amplia serie de sustratos a diversas concentraciones (Kobayashi et al., 1983). Esencialmente consiste en un reactor de flujo ascendente empacado con soportes plásticos o con piedras de 3 a 5 cm. de diámetro promedio. El coeficiente de vacío debe ser grande para evitar el taponamiento, lo que en algunos casos se traduce en un área específica inferior a $100 \text{ m}^2/\text{m}^3$. Debido a la distribución desordenada del soporte, las purgas de lodo no son efectivas, lo que provoca una acumulación lenta pero constante de biomasa que con el tiempo puede crear problemas de taponamiento. Este reactor puede admitir cargas hasta de $20 \text{ kg. DQO}/\text{m}^3 \text{ día}$.

- **-Reactor tubular de película fija**

Para evitar la acumulación de lodos dentro del reactor, Van den Berg y Lentz (1979) desarrollaron el reactor tubular de flujo ascendente o descendente. El soporte utilizado en este caso, consiste de tubos o placas dispuestas de tal forma que se crean canales verticales. El material puede ser de cerámica, PVC, poliéster, etc. El ordenamiento del soporte resulta en coeficiente de vacío importantes con buenas relaciones área/volumen ($> \text{de } 150 \text{ m}^2/\text{m}^3$). Las cargas aplicadas pueden llegar hasta $30 \text{ kg. DQO}/\text{m}^3 \text{ día}$.

- **-Reactor anaerobio de lecho de lodos (UASB)**

Corresponde a Lettinga el desarrollo de este reactor que por su simplicidad se ha difundido en varios países. Su gran ventaja consiste en que no requiere ningún tipo de soporte para retener la biomasa, lo que implica un ahorro importante. Su principio de funcionamiento se basa en la buena sedimentabilidad de la biomasa producida dentro del reactor, la cual se aglomera en forma de granos o "pellets" hasta de 5 mm de diámetro. Estos granos cuentan además con una actividad metanogénica muy elevada, lo que explica los buenos resultados del proceso. El reactor es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación gas-líquido-sólido, el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas y la decantación de los flóculos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor. Un punto importante de su diseño es la distribución de las entradas del agua residual, ya que una mala repartición puede provocar que ciertas zonas de la cama de lodos no sean alimentadas, desperdiciando así su actividad. Esto es particularmente cierto en el tratamiento de aguas residuales municipales, pues la limitada materia orgánica presente forma sólo pequeñas cantidades de biogás y por lo tanto la agitación del lecho, provocada por las burbujas, se ve reducida. El punto débil del proceso consiste en la lentitud a la que se forman los granos, elemento indispensable del sistema. Esto puede ser solucionado mediante la inoculación importante con lodos adecuados. Las cargas orgánicas alimentadas a este reactor pueden llegar hasta 30 kg. DQO/m³.día.

Actualmente, una combinación en un mismo tanque del reactor UASB y del filtro anaerobio, conocida como reactor híbrido, está generando aceptación. La principal ventaja de este arreglo es que se optimiza el volumen del reactor y se puede reducir la pérdida masiva de lodos, accidente grave de reactores UASB.

En la fig. 9.29 se esquematizan los reactores anaerobios de 2^a generación.

9.7.3 REACTORES ANAEROBIOS DE 3^a GENERACION

Estos reactores se encuentran básicamente aún en nivel piloto o semi-industrial, aunque ya existen algunas plantas a escala real basadas en esta modalidad. Son también reactores de película fija, pero el soporte utilizado es lo suficientemente pequeño y ligero para que pueda ser fluidificado con una recirculación del efluente. Se han reportado resultados de laboratorio en extremo prometedores (Switzenbaum y Jewell, 1980, Jewell et al., 1981). Los dos tipos de reactores, el reactor de lecho expandido y el reactor de lecho fluidificado, son semejantes entre sí, diferenciándose en el grado de fluidificación del soporte (20% para el lecho expandido y superior al 50% para el lecho fluidificado). Su avance consiste en tiempos de retención aún menores, inferiores a 12 horas, ya que la superficie de soporte disponible es muy elevada (superior a 200 m²/m³) y la agitación en el lecho es vigorosa, eliminando problemas de transferencia de substrato. Otra ventaja es que no presentan problemas de taponamiento. Sin embargo, requieren energía para la recirculación y la fluidificación del lecho; además, su arranque y operación son en extremo delicados. Las cargas aplicadas pueden sobrepasar los 40kg.DQO/m³.día.

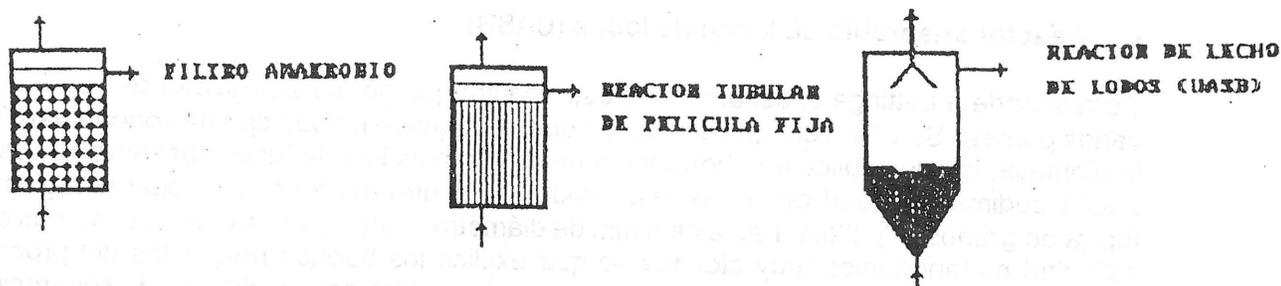


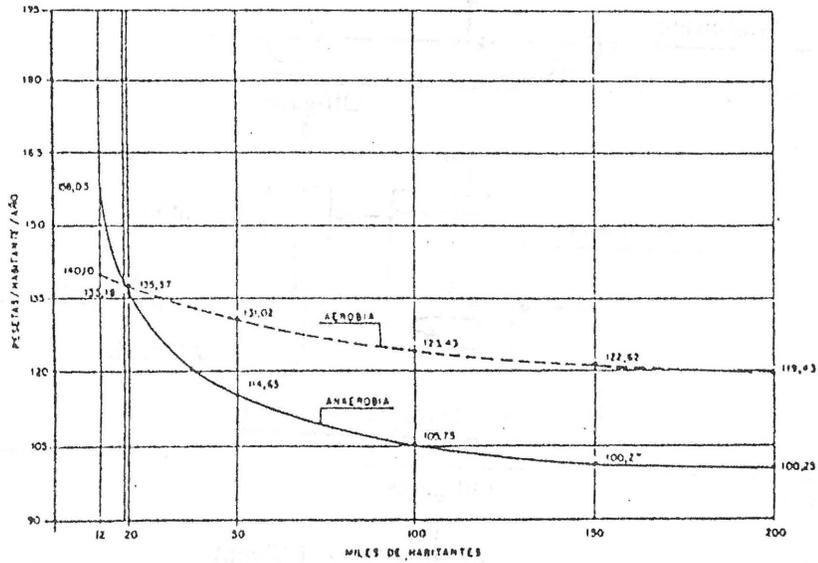
Fig. 9.29 Reactores anaerobios de la 2ª generación.

CARACTERISTICAS COMPARADAS

	Digestión Anaerobia	Digestión Aerobia
Productos degradación	CH_4, H_2O, NH_4	CO_2, H_2O, NO_3^-
Energía precisa para digestión de 1 ml de dextrosa	35 cal	650 cal
Velocidad degradación	-	+
Síntesis de nuevas células	-	+
Reducción final S.S.V	+	-
Fangos:		
DBO ₅ /g de S. S. V	+	-
S. S. V. V/S. S.	-	+
Estabilidad	=	=
Sobrenadante	Difícilmente tratable	Se pueden incorporar a la línea de agua
Concentración del lodo residual	Mejor	Peor
Tiempo de puesta en marcha	Largo	Corto
Procesos biológicos en la marcha	Complejos	Sencillos

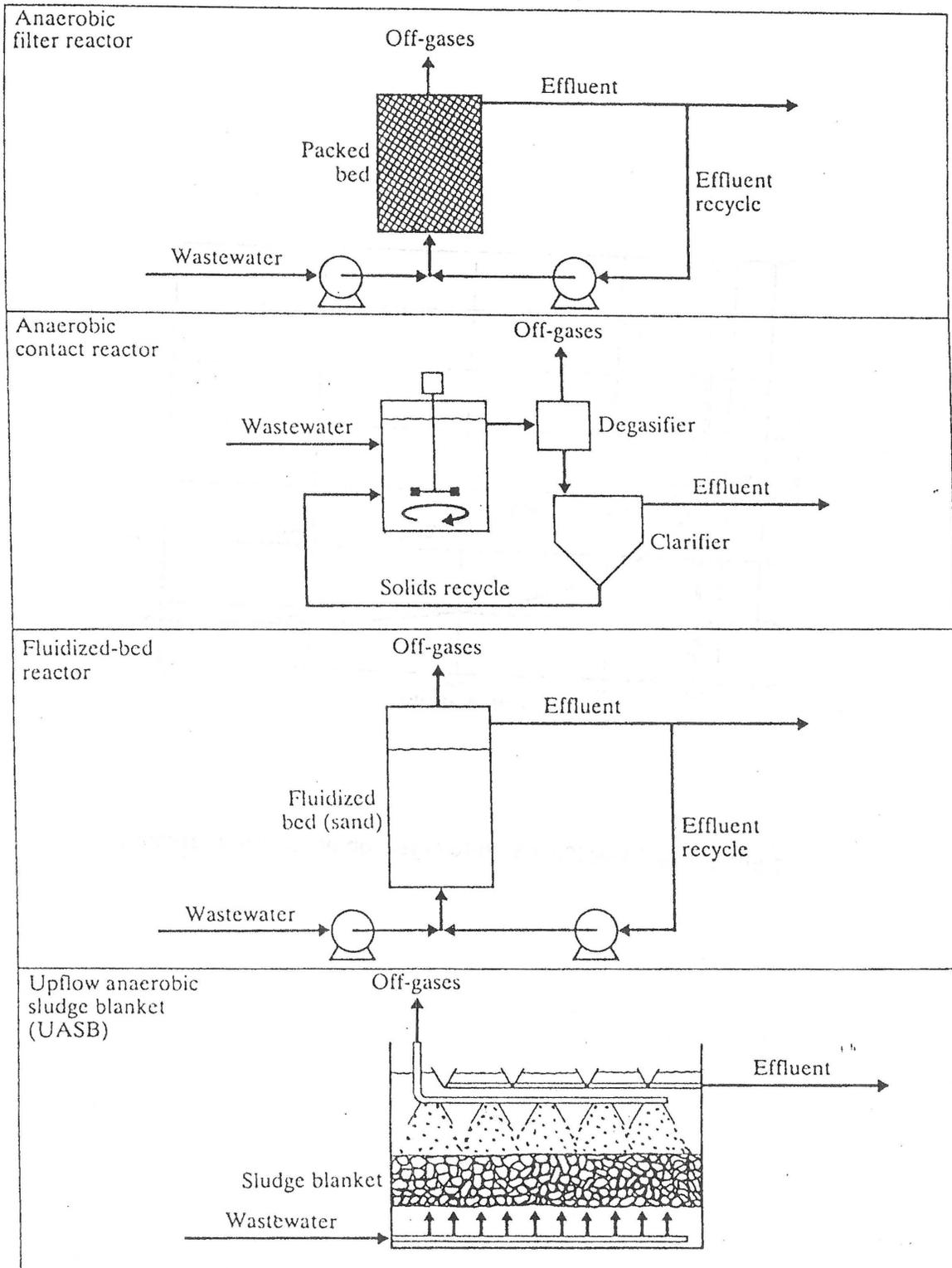
CARACTERISTICAS DE LOS SOBRENADANTES

	Digestión Anaerobia	Digestión Aerobia
S. S. (mg/l)	5000-15000	300
DBO ₅ (mg/l)	1000-10000	500
DQO	3000-30000	2600
Amoniaco (NH ₃)	500-1000	
N Kjeldahl		170
Fósforo total en P	300-1000	98
P soluble		26



Comparación económica entre digestión aerobia y anaerobia

TRATAMIENTOS ANAEROBIOS



EJEMPLO DE APLICACIÓN:

A continuación se presenta un ejemplo simple para dimensionar el reactor biológico de un sistema de lodos activados completamente mezclados, los datos básicos son los siguientes:

$$Q = 200 \text{ l/s}$$

$$\text{DBO influente} = 220 \text{ mg/l}$$

$$\text{SS} = 200 \text{ mg/l}$$

$$\text{SSV} = 180 \text{ mg/l}$$

$$T \text{ promedio del agua} = 16 \text{ grados centígrados}$$

$$\text{SSVNB} = 60 \text{ mg/l}$$

Los valores de las constantes de biodegradabilidad a 20 grados centígrados y su dirección a 16 grados centígrados, utilizando la relación de Van Hoff Arhenius y un valor del coeficiente de actividad biológica de 1.035 se presentan a continuación:

20 grados centígrados

$$K_m = 7.2 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_s = 5.0 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.02 \text{ hr}^{-1}$$

16 grados centígrados

$$K_m = 7.2 (1.035)^{16-20} = 6.27 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_s = 5.0 (0.87) = 4.35 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.0174 \text{ hr}^{-1}$$

En forma esquemática, el proceso global de tratamiento se presenta en la figura 19, donde se establece que las concentraciones de DBO₅ y sólidos suspendidos en el efluente serán de 30 mg/l en ambos casos.

$$\text{DBO}_5 \text{ efluente} = F + 0.8 \text{ SSV}_{ef}$$

$$30 = F + 20.8$$

$$F = 30 - 20.8$$

$$F = 9.2 \text{ mg/l}$$

$$F = \frac{F_i}{K_m \cdot t + 1}$$

$$t = \frac{1}{K_m} \left[\frac{F_i}{F} - 1 \right]$$

$$t = \frac{1}{6.27} \left[\frac{154}{9.2} - 1 \right]$$

El tiempo de retención hidráulico necesario para alcanzar la eficiencia deseada es de:

$$T = 2.51 \text{ hr}$$

Considerando 2 módulos:

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

$$\text{Vol} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Profundidad} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Bordo libre} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad total} = 4.0 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 258.17 \text{ m}^2 \quad \text{Ver figura 20}$$

Considerando un tiempo de retención celular de 5 días = 120 hrs, la concentración de masa activa en el reactor será de :

$$Ma = \frac{K_s \cdot F}{K_e + (1/ts)} = Ma = \frac{(4.35) \cdot (9.2)}{(0.0174) + (1/120)} = 1554.4$$

La concentración de masa endógena:

$$Me = 0.2 K_e Ma ts = 0.2 (0.0174) (1554.4) (120)$$

$$Me = 649.12 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inerte (orgánica no biodegradable)

$$Mi = Mi \text{ inf } (ts/t) = 24 (120/2.51) = 1147.41 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inorgánica

$$Mii = Mi \text{ inf } (ts/t) + 0.1 (Ma + Me)$$

$$Mii = 8 (120/2.51) + 0.1 (1554.4 + 649.12) = 602.8 \text{ mg/l}$$

Por lo tanto:

$$\text{SSLM} = Ma + Me + Mi + Mii$$

$$\text{SSLM} = 1154.4 + 649.12 + 1147.41 + 602.8 = 3593.7 \text{ mg/l}$$

$$\text{SSVLM} = Ma + Me + Mi = 3350.9 \text{ mg/l}$$

Requerimientos de oxígeno:

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5(F_i - F)}{t} - \frac{1.42(Ma + Me)}{ts}$$

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5(154 - 9.2)}{2.51} - \frac{1.42(1554.4 + 649.12)}{120 \cdot hr}$$

$$\frac{dO}{dt} = 86.53 - 26.07 = 60.46 \text{ mg/l hr}$$

$$\text{Vol/tanque} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\frac{dO}{dt} = 60.46 \times 10^{-3} \times 903.6 \times 103$$

$$\frac{dO}{dt} = 54.63 \text{ kg D2/hr}$$

Transferencia de O_2 – aproximadamente 1 – 1.4 kg O_2 / HP / hr

$$39 \text{ HP} \approx 40 \text{ HP}$$

Requerimientos de potencia por mezclado

Los requerimientos de oxígeno de potencia para mantener mezcla completa en el reactor biológico citados en la literatura técnica varía considerablemente. Para fines de este ejemplo se considera como valor mínimo recomendable el de HP/1000 pies cúbicos o – 0.352 HP / m^3 . Por lo tanto.

$$\text{HP } 0.0352 \times 903.6 = 31.81 \text{ HP}$$

Los requerimientos de oxígeno, por lo tanto son:

2 aereadores de 20 HP c/u

COSTO DE OPERACIÓN POR ENERGIA ELECTRICA.

Considerando un costo de \$ 200 / Kw – hr

$$80 (0.7457) \times 24 \times 200 \times 31 = 8.88 \text{ millones de pesos / mes}$$

Generación de lodos de desecho:

$$\text{Primarios} = \frac{(200)(0.6)(200)(86400)}{10} = 2073.6 \text{ kg / dia}$$

Considerando una concentración del 4 %

$$Q = 51.84 \text{ m}^3 / \text{día}$$

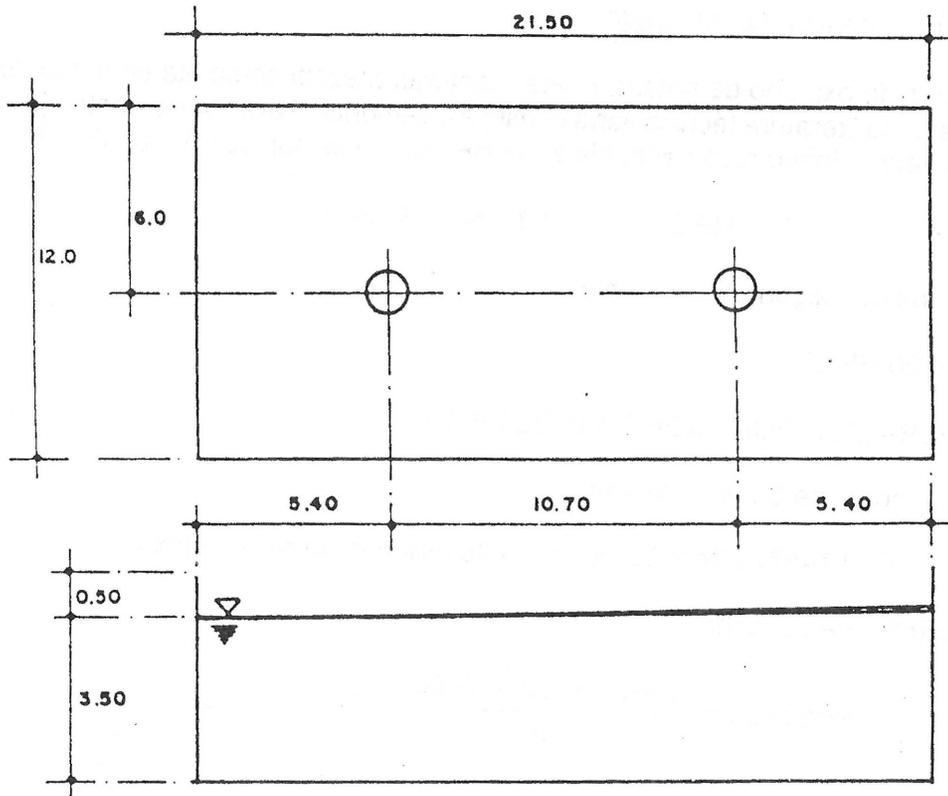
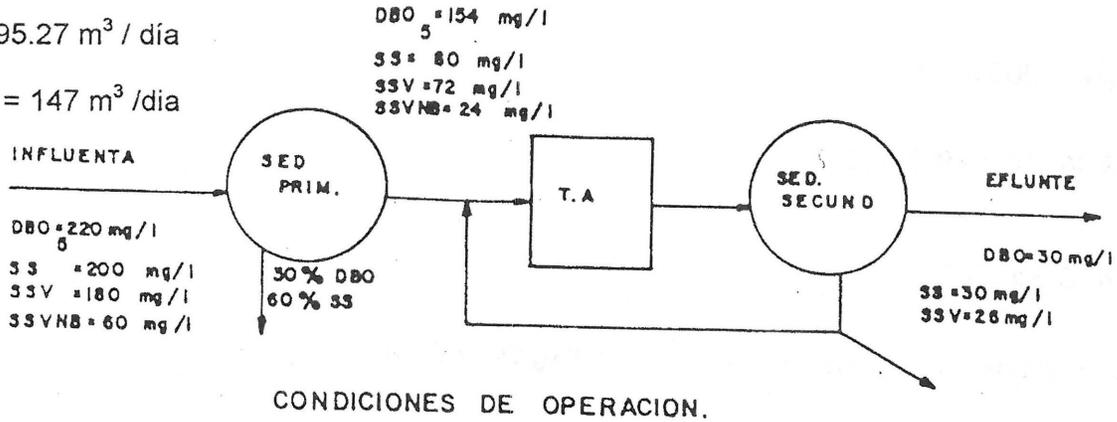
$$\text{Secundarios} = \frac{SSLM \times Vol}{ts} = \frac{(3953.7)(90.6)(2)(10^{-6})(10)}{5} = 1429.02 \text{ kg / día}$$

$$\text{Secundarios} = y (Q) (F - Fi) (10^{-6}) (86400) = 1330.56 \text{ kg / día}$$

Considerando una concentración del 1.5 %

$$Q = 95.27 \text{ m}^3 / \text{día}$$

$$Q_{\text{total}} = 147 \text{ m}^3 / \text{día}$$



DIMENSIONES TANQUE AEREACION.



BOLETÍN
DE LA OFICINA
SANITARIA
PANAMERICANA

■
VOL. 116, No. 3

■
MARZO 1994

Lagunas de estabilización en el trópico: promoción del reúso sanitario de las aguas¹

Rodolfo Sáenz Forero²

El presente artículo presenta el esfuerzo realizado por el Programa de Salud Ambiental de la OPS para sentar las bases del diseño de lagunas de estabilización en zonas tropicales. Los conceptos que orientan el diseño propuesto son flexibles (ya que permiten adaptar las lagunas a una gran variedad de situaciones topográficas y temperaturas ambientales y a comunidades de distintos tamaños) y están dirigidos a satisfacer los requisitos de la OMS en cuanto a la calidad microbiológica de los efluentes usados en la agricultura y acuicultura.

La OMS ha establecido directrices según las cuales toda agua tratada destinada a estos fines debe contener menos de 1 000 coliformes fecales por 100 ml. Los esquemas detallados en estas páginas, elaborados con el propósito de satisfacer este requisito, buscan reducir a un mínimo el área y volumen de las lagunas mediante el uso de dos lagunas anaerobias primarias de alta carga cuyas aguas desembocan en una laguna secundaria de forma alargada con una relación mínima de longitud a ancho de 15:1. En zonas de superficie quebrada la laguna alargada puede seguir el contorno natural del terreno, pero en zonas planas se recomienda usar un sistema de compartimientos que permita mantener la relación funcional de 15:1 y lograr al mismo tiempo una relación de 5:3 entre las dimensiones externas de la laguna secundaria.

En el texto se presentan ecuaciones básicas que permiten calcular el tamaño de laguna necesario para zonas de clima diverso, comunidades de tamaño variable, diferentes tasas de generación de aguas residuales per cápita y distintos valores de la demanda bioquímica de oxígeno per cápita.

Si bien las ecuaciones antedichas pueden ser sumamente útiles durante la planificación y el desarrollo de criterios preliminares, ningún aspecto del presente artículo ocupa el lugar de los estudios topográficos y geotecnológicos que habrá que realizar para determinar con precisión lo que es factible en una situación particular.

El clima de los países tropicales representa un valioso recurso natural que puede facilitar la lucha contra la contaminación de las aguas, siempre que se apliquen tecnologías y criterios adaptados al mismo.

En la Región de las Américas se usan lagunas de estabilización desde los años cincuenta para el tratamiento de aguas residua-

les de origen industrial y domiciliario. Muchos estudios, entre ellos algunos realizados en los años ochenta por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) como parte del Programa de Salud Ambiental de la OPS, han confirmado la utilidad de las lagunas para eliminar los microorganismos patógenos que suelen estar presentes en dichas aguas (1, 2).

Entre otras cosas, las lagunas de estabilización producen efluentes de calidad microbiológica adecuada sin necesidad de recurrir a medidas de desinfección. Estos efluentes, que contienen algas en grandes concentraciones, son codiciados por los agricultores debido a su alto contenido de nutrientes agrícolas y el consiguiente ahorro de fertilizantes.

¹ Versión editada de un trabajo presentado en el XXIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria, que se celebró en La Habana, Cuba, del 22 al 28 de noviembre de 1992. Se publica en inglés en el *Bulletin of the Pan American Health Organization*, Vol. 27, No. 3, 1993, con el título "Stabilization ponds in the tropics: promotion of the sanitary reuse of water".

² Organización Panamericana de la Salud, Programa de Salud Ambiental, Washington, D.C., Estados Unidos de América.

La experiencia acumulada en más de 30 años de estar observando el funcionamiento de estas lagunas demuestra que su eficiencia es grande en zonas tropicales, donde suelen costar de la mitad a una cuarta parte de lo que cuestan en zonas templadas o frías. Además, otros datos y proyectos estudiados por el autor a comienzos de los años noventa en Costa Rica, República Dominicana y México indican que en el trópico el costo de tratar un metro cúbico de aguas residuales en lagunas de estabilización es solo la décima parte del costo de tratarlas en plantas convencionales (3).

Gracias a la influencia favorable del clima en zonas tropicales, resulta imprescindible que en ellas no se imiten o adopten criterios y tecnologías diseñados para climas ajenos.

El presente artículo se centrará en lagunas de estabilización, diseñadas para zonas tropicales, cuyas aguas tienen una temperatura promedio de 15 °C como mínimo durante el mes más frío del año.

USO DE AGUAS RESIDUALES EN AGRICULTURA Y ACUICULTURA

En 1989 la OMS publicó *Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aquaculture*, obra que se tradujo al español en 1991 con el título *Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura* (4). Estas directrices se refieren al uso directo e indirecto de aguas residuales (en masas de agua que, como los ríos y lagos, se usan para la irrigación después de la llegada de efluentes). Entre otras cosas, las directrices se apoyan en pruebas epidemiológicas disponibles al establecer que si el tratamiento de las aguas residuales es suficiente para que el número probable de coliformes fecales por 100 ml sea menor de 1 000 y el de huevos de nematodos por litro menor de 1, dichas aguas se consideran adecuadas para irrigar cosechas de productos comestibles (4).

Cabe mencionar al respecto los resultados de algunos estudios realizados por el CEPIS en Lima, Perú. Estos estudios indican

que si se usan lagunas primarias, secundarias e incluso terciarias para lograr un efluente con una concentración de coliformes fecales menor de 1 000 por 100 ml, la concentración de huevos de nematodos intestinales se reduce a cero (5).

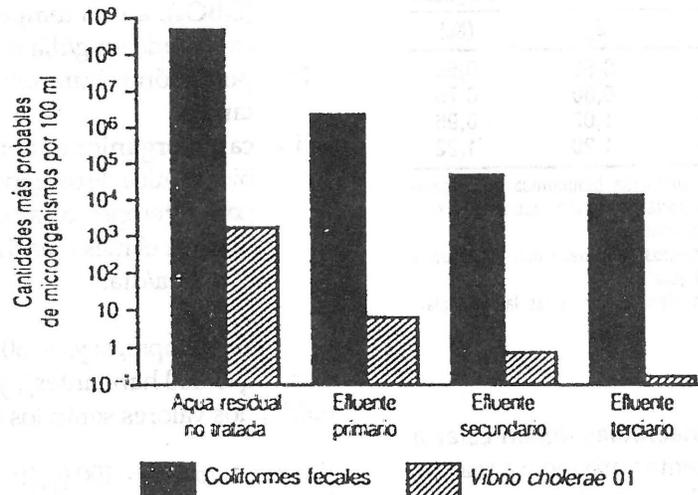
En las directrices de la OMS también se discuten los criterios aplicables a un proyecto para la construcción de lagunas de estabilización que satisfagan el objetivo colimétrico, ya que se ha determinado que una vez logrado este objetivo, se habrá logrado simultáneamente el referente a las concentraciones de huevos de nematodos.

Como se indica en la figura 1, estudios realizados por el CEPIS en junio y julio de 1992 en lagunas de estabilización en San Juan de Miraflores, Lima, Perú, revelaron una tasa de remoción de *Vibrio cholerae* 01 similar a la de coliformes fecales (1). (Ya se habían detectado correlaciones similares en el caso de salmonellas y shigellas.) Los resultados obtenidos por el CEPIS coinciden con los de Kott y Betzer en 1972 y los de Daniel y Lloyd en 1980 en Bangladesh. Todos estos resultados permiten inferir que la constante de remoción de *Vibrio cholerae* en lagunas de estabilización es de un orden de magnitud comparable al de la constante de remoción de coliformes fecales (K_b) (6).

DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Mediante el análisis de gran cantidad de datos obtenidos a partir de estudios y evaluaciones del funcionamiento de lagunas de estabilización, el Programa de Salud Ambiental de la OPS logró definir un modelo matemático para predecir fácilmente la calidad del efluente (2). La aplicación del modelo reveló que en zonas tropicales se podían reducir a un mínimo el área y volumen de las lagunas de estabilización mediante el uso de lagunas anaerobias primarias de alta carga seguidas en serie de lagunas facultativas alargadas cuya relación de longitud a ancho es de 15:1, como mínimo.

FIGURA 1. Remoción de coliformes fecales y *Vibrio cholerae* de las aguas residuales mediante lagunas de estabilización en San Juan de Miraflores, Lima, Perú, en el invierno (junio a julio) de 1991. La escala logarítmica muestra los números más probables de microorganismos por 100 ml en las aguas residuales no tratadas que entran en la primera laguna, así como el efluente de las lagunas primarias, secundarias y terciarias que funcionan en serie



Pese a que está orientado a conseguir un efluente con determinada concentración de coliformes fecales, el diseño propuesto elimina simultáneamente de 80 a 90% de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). En general, la calidad microbiológica del efluente de estas lagunas es muy buena, lo que hace pensar que si instalaciones de este tipo se usaran ampliamente en países tropicales, constituirían una herramienta muy valiosa para combatir el cólera y otras enfermedades diarreicas transmitidas por el agua.

Criterios propuestos para el diseño

Se propone que las aguas residuales de origen domiciliario sean tratadas mediante el paso por dos lagunas primarias en paralelo, ambas anaerobias y de alta carga, cuyos efluentes desembocan en una laguna alargada con una relación de longitud a ancho de 15:1. La profundidad que suelen tener estas lagunas varía de tres a cuatro metros si son anaerobias y de dos a tres metros si son facultativas.

Las dos lagunas anaerobias primarias

Estas lagunas serán cuadradas y tendrán una profundidad funcional (Z_{p1}) de 4 m y una profundidad adicional (Z_{p2}) para la acumulación de lodo, que se sacará cada 2 años (es decir, que cada año se limpiará alternativamente una de las dos lagunas). La carga orgánica superficial aplicable por unidad de área y por día (i)³ y la profundidad adicional necesaria para el lodo acumulado dependerán de la temperatura promedio del agua durante el mes más frío del año, como se ilustra en el cuadro 1.

Si tienen las dimensiones propuestas, las lagunas primarias colocadas en pares pueden reducir la concentración de coliformes fecales en una potencia de 10. Pueden, además, preparar el agua residual para su entrada en la laguna facultativa alargada que recibe los efluentes.

³ i = carga orgánica superficial, equivalente a la demanda bioquímica de oxígeno per cápita en un período de 5 días (DBO_5), expresada en kilogramos por hectárea y por día.

CUADRO 1. Influencia que ejercen diversas temperaturas promedio durante el mes más frío del año en las variables i^* y Z_{p2}^\dagger de las lagunas de estabilización y en la constante K_b^\ddagger de las lagunas alargadas

Temperatura (°C)	Lagunas anaerobias primarias		Lagunas alargadas
	i	Z_{p2}	(K_b)
15	2 000	0,60	0,59
20	3 000	0,80	0,75
25	4 000	1,00	0,96
30	5 000	1,20	1,22

* Carga orgánica superficial [demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅)], en kilogramos por hectárea por día, que pueden manejar las lagunas anaerobias primarias.

† Profundidad adicional, en metros, que necesitan las lagunas de estabilización. Véase la figura 2.

‡ Constante de remoción bacteriana diaria de las lagunas alargadas en días⁻¹.

Las lagunas anaerobias deben estar a más de 1 km de un centro urbano y a más de 500 m de la vivienda periurbana más cercana. El odor que emana de estas lagunas en climas tropicales es similar al que produce un tanque Imhof y puede reducirse si se vuelve a mandar el efluente de la laguna alargada a las lagunas primarias o si se usan métodos de ventilación mecánicos.

Las dimensiones adecuadas de estas lagunas primarias pueden calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$W_p = 100 (y_c(P \div 2) \div i)^{1/2} \quad (1)$$

donde

W_p = longitud promedio de uno de los lados de la laguna primaria (en metros)

y_c = demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅), a una temperatura de 20 °C, expresada en g/día per cápita

P = población tributaria en miles de habitantes

i = carga orgánica superficial (demanda bioquímica de oxígeno [DBO₅] a 20 °C para la temperatura promedio del agua durante el mes más frío del año, en kg/hectárea/día.

Por ejemplo, si $y_c = 50$ g/habitante/día, $P = 10$ (10 000 habitantes), y si $i = 3 000$ kg/ha/día, los valores serán los siguientes:

$$W_p^P \text{ (en metros)} = 100 (y_c(P \div 2) \div i)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (50 \times 5 \div 3 000)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (250 \div 3 000)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (0,0833)^{1/2}$$

$$W_p = 100 \times 0,289$$

$$W_p = 28,9 \text{ metros (véase el cuadro 2)}$$

Si se aplican los valores de " i " que aparecen en el cuadro 1 y un valor de y_c de 50 g diarios por habitante, se obtienen las dimensiones indicadas en el cuadro 2.

CUADRO 2. Valores de W_p (ancho) en metros (si Z_{p1} es la profundidad funcional y Z_{p2} la profundidad adicional) de cada una de las dos lagunas primarias anaerobias, basadas en las temperaturas y cargas orgánicas superficiales (i) que aparecen en el cuadro 1, con la aplicación de una demanda bioquímica de oxígeno de 50 g/habitante/día, y en poblaciones (P) comunitarias de 2 000 a 100 000 habitantes

Población (P) (en miles)	Temperaturas (°C) y valores de i (kg/ha/día)			
	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C
	2 000 kg/ha/día	3 000 kg/ha/día	4 000 kg/ha/día	5 000 kg/ha/día
	W_p	W_p	W_p	W_p
2	15,81	12,91	11,18	10,00
5	25,00	20,41	17,68	15,81
10	35,36	28,87	25,00	22,36
25	55,90	45,64	39,53	35,36
50	79,06	64,55	55,90	50,00
100	111,80	91,29	79,06	70,71
Z_{p1}^*	4,00	4,00	4,00	4,00
Z_{p2}^*	0,60	0,80	1,00	1,20

* Véase la figura 2.

La laguna secundaria alargada

Esta laguna, que recibe el efluente de las lagunas primarias, funciona a base de un mecanismo de flujo a pistón, según el cual las aguas residuales que entran en la laguna la atraviesan sin mezclarse con el resto del agua que hay en ella. Las dimensiones de la laguna están dadas por la siguiente fórmula:

$$N = N_0 e^{-(4/9)(V/Q)K_b} \quad (2)$$

donde

- N = concentración de bacterias en el efluente que sale de la laguna alargada
- N₀ = concentración de bacterias en el efluente que entra en la laguna alargada
- c = constante (aprox. 2,71828), base usada en el sistema logarítmico naperiano (natural)
- V = volumen de la laguna alargada (en metros cúbicos)
- Q = caudal que entra en la laguna alargada (en metros cúbicos por día)
- K_b = constante de remoción bacteriana (día⁻¹); en el cuadro 2 se puede ver el valor de K_b a distintas temperaturas.

En la referencia 3 se explica esta fórmula,⁴ y en la 7 (páginas 57 a 67) se explica el origen del factor 4/9.⁵

Si el efluente de la laguna alargada va a volver a usarse de inmediato (p. ej., para la irrigación), la concentración de coliformes fecales (CF) debe ser menor de 1 000 por 100 ml.

Supongamos, por ejemplo, que aguas residuales no tratadas y con 10⁹ CF/100 ml se purifican en un 90% al pasar por las lagunas primarias, y que el efluente resultante sale de estas lagunas con 10⁸ CF/100 ml. En este caso,

si el efluente de la laguna alargada contiene 1 000 CF/100 ml,⁶ la siguiente ecuación es válida:

$$N/N_0 = 10^3/10^8 = 0,00001$$

La ecuación (2) daría lo siguiente:

$$\text{Log}_e (N/N_0) = -(4/9)(V/Q)K_b$$

$$\text{Log}_e (0,00001) = -(4/9)(V/Q)K_b = -11,51293$$

$$V/Q = (9/4)(11,51293)/K_b$$

$$V = 25,90408 Q/K_b$$

Si la laguna tiene la configuración indicada en la figura 2 y una relación de longitud a ancho de 15:1, como mínimo, lograda por medio de dos mamparas; y si, además, la profundidad es de 2,5 m, se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} V &= 2,5 \times 3W_e \times 5W_e \\ &= 37,5 \times W_e^2 = 25,90408 Q/K_b \\ W_e^2 &= 0,69Q/K_b \\ W_e &= 0,83 (Q/K_b)^{1/2} \end{aligned} \quad (3)$$

donde

- W_e = ancho promedio de la laguna alargada
- K_b = constante de remoción bacteriana (día⁻¹) a la temperatura promedio del mes más frío (cuadro 1)
- Q = caudal promedio (m³/día).

Además, Q = qP, donde

- q = flujo de agua residual en litros/habitante/día, y
- P = población destinataria en miles de habitantes.

Por consiguiente,

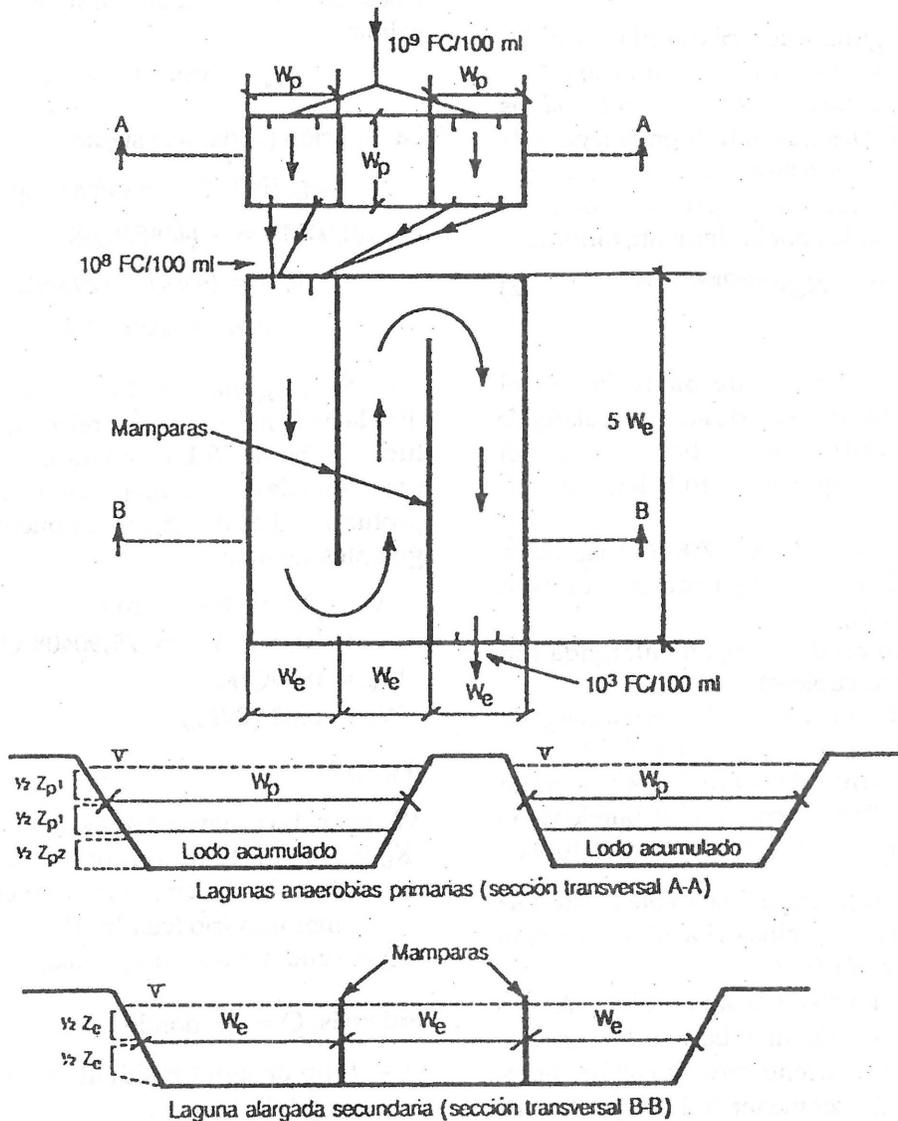
$$W_e = 0,83(qP/K_b)^{1/2} \quad (4)$$

⁴ La ecuación (2) expresa, en términos matemáticos, la ley de Chick sobre la descomposición bacteriana en un reactor por lotes.

⁵ Se sabe que en condiciones de flujo laminar en un canal ancho y rectangular la velocidad media del agua es 2/3 de la velocidad máxima. Este factor se convierte en 4/9 cuando se tiene en cuenta el efecto de la restricción lateral del flujo en una laguna alargada.

⁶ Según las directrices de la OMS sobre la calidad del efluente de una laguna de estabilización, la concentración de coliformes fecales debe ser menor de 1 000 por 100 ml. Se recomienda, por lo tanto, que W_e (ancho promedio de la laguna alargada) sea mayor que el valor proporcionado por las ecuaciones (3) y (4).

FIGURA 2. Esquema para el diseño de lagunas anaerobias primarias y lagunas alargadas secundarias en terrenos planos o ligeramente inclinados



Por ejemplo, si q (producción diaria promedio de agua residual por habitante) fuera 200 l, P_5 (por los 5 000 habitantes servidos), y la temperatura 30 °C (lo que da una constante K_b de 1,22, como en el cuadro 1), se obtiene el siguiente valor:

$$W_e = (0,83) (200 \times 5/1,22)^{1/2}$$

$$W_e = 0,83 \times 28,63$$

$$W_e = 23,76 \text{ metros, y}$$

$$15W_e = 356,4 \text{ metros}$$

Si suponemos que la producción promedio de agua residual per cápita (q) es de 200 l diarios y que N_0 tiene el valor citado; si suponemos, además, que la población es de 2 000 a 100 000 habitantes y que la temperatura y los valores de K_b son los que se indican en el cuadro 1, entonces se obtendrán los valores que aparecen en el cuadro 3. Como se indica en este cuadro y en las páginas anteriores, las ecuaciones (1) y (4) permiten determinar rápidamente las dimensiones

apropiadas para el diseño de lagunas en situaciones muy diversas.

En terrenos quebrados, las lagunas alargadas secundarias pueden seguir el contorno de la topografía. En terrenos planos, sin embargo, la construcción de lagunas alargadas es muy costosa, por lo que se recomienda usar mamparas, como se ilustra en la figura 2.

Áreas y volúmenes necesarios

Para cada conjunto de valores en los cuadros 2 y 3, el cuadro 4 muestra el área total (en hectáreas) necesaria para las tres lagunas y el volumen que estas tendrían al estar llenas. El cuadro 5 muestra el área (en metros cuadrados) y el volumen (en metros

CUADRO 3. Valores calculados de W_e (ancho mínimo de la laguna alargada) en metros, cuando la relación de longitud a ancho es de 15:1, la temperatura y la constante de remoción bacteriana (K_b) son como se indican en el cuadro 1, la población servida es de 2 000 a 100 000 habitantes, el caudal diario de aguas residuales por habitante (q) es de 200 litros, y las concentraciones de coliformes fecales en los efluentes que entran y salen son de $10^6/100$ ml y de $10^3/100$ ml, respectivamente

Población (P) (en miles)	Temperaturas y K_b			
	15 °C, $K_b = 0,59$	20 °C, $K_b = 0,75$	25 °C, $K_b = 0,96$	30 °C, $K_b = 1,22$
2	21,61	19,17	16,94	15,03
5	34,17	30,31	26,79	23,76
10	48,32	42,86	37,88	33,61
25	76,41	67,77	59,90	53,14
50	108,06	95,84	84,71	75,14
100	152,82	135,54	119,80	106,27
Z_e^*	2,50	2,50	2,50	2,50

* Profundidad de la laguna secundaria. Véase la figura 2.

CUADRO 4. Área (en hectáreas) y volumen (en miles de metros cúbicos) que ocupan las lagunas cuando tienen las dimensiones indicadas en los cuadros 2 y 3

Población (P) en miles	Medida	Temperaturas promedio (°C) durante el mes más frío			
		15	20	25	30
2	Área	0,75	0,58	0,46	0,36
	Volumen	19,81	15,38	12,01	9,51
5	Área	1,88	1,46	1,14	0,90
	Volumen	49,54	38,44	30,04	23,78
10	Área	3,75	2,92	2,28	1,79
	Volumen	99,07	76,89	60,07	47,55
25	Área	9,38	7,31	5,69	4,49
	Volumen	247,68	192,23	150,18	118,88
50	Área	18,76	14,61	11,39	8,97
	Volumen	495,36	384,45	300,35	237,75
100	Área	37,53	29,22	22,78	17,94
	Volumen	990,72	768,90	600,70	475,50

CUADRO 5. Áreas (en metros cuadrados por habitante) y volúmenes (en metros cúbicos por habitante) de las lagunas presentadas en el cuadro 4

	Temperaturas y constante (K_b) de remoción bacteriana			
	15 °C, $K_b = 0,59$	20 °C, $K_b = 0,75$	25 °C, $K_b = 0,96$	30 °C, $K_b = 1,22$
Área	3,75	2,92	2,28	1,79
Volumen	9,91	7,69	6,01	4,76

CUADRO 6. Área total (L_t) en hectáreas y área por habitante (L_p) en metros cuadrados que debe tener el sitio para cada tipo de laguna de estabilización mencionado en el cuadro 4

Población (P) (en miles)	Área	Temperaturas promedio (°C) durante el mes más frío			
		15	20	25	30
2	L_t	1,65	1,39	1,20	1,04
	L_p	8,23	6,97	5,98	5,21
5	L_t	3,16	2,60	2,17	1,84
	L_p	6,31	5,21	4,34	3,68
10	L_t	5,47	4,44	3,64	3,03
	L_p	5,47	4,44	3,64	3,03
25	L_t	11,96	9,57	7,71	6,31
	L_p	4,78	3,83	3,09	2,52
50	L_t	22,31	17,72	14,15	11,45
	L_p	4,46	3,54	2,83	2,29
100	L_t	42,44	33,52	26,58	21,35
	L_p	4,24	3,35	2,66	2,13

cúbicos) que cada laguna debe tener per cápita. El cuadro 6 contiene información sobre el tamaño mínimo del sitio, en total y por habitante servido, si se tiene en cuenta el terreno adicional que hace falta para construir los diques y caminos accesorios y para separar adecuadamente a las lagunas de los terrenos circundantes.

CONCLUSIONES

El diseño final de un sistema de lagunas de estabilización solo se logra después de haber completado estudios topográficos y geotecnológicos, ya que son estos, en última instancia, los que determinan qué es factible. No obstante, las ecuaciones y cuadros que aquí se presentan serán de gran utilidad en la planificación y desarrollo de criterios preliminares. En las referencias 3, 4 y 7 se proporciona información adicional sobre las bases teóricas del modelo y se explican en detalle algunos aspectos de la construcción.

REFERENCIAS

1. Castro de Esparza ML, León G. *Estudio preliminar de la remoción de Vibrio cholerae en lagunas de estabilización*. Lima, Perú: Centro Panamericano de In-

geniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente; 1992. (Informe técnico 387).⁷

2. Sáenz R. *Predicción de la calidad del efluente en lagunas de estabilización*. Washington, D.C.: Organización Panamericana de la Salud, Programa HPE; 1992.
3. Sáenz R. *Lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados para el tratamiento de aguas residuales*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente; 1985. (Serie DTIAPA/BID/CEPIS/OPS/OMS; manual C-14).⁷
4. Organización Mundial de la Salud. *Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura*. Ginebra: OMS; 1989. (Serie de informes técnicos 778).
5. Esparza ML, Sáenz R. *Evaluación microbiológica y toxicológica sobre reúso de aguas residuales en riego*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente; 1989.⁷
6. Feachem, et al. *Vibrio cholerae and cholera*. En: *Sanitation and disease: health aspects of excreta and wastewater management*. Washington, D.C.: Banco Mundial; 1983. (Estudios del Banco Mundial sobre fuentes de agua y saneamiento no. 3).
7. Sáenz R. *Hidráulica básica para ingenieros sanitarios*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente; 1984. (Serie DTIAPA/BID/CEPIS/OPS/OMS; manual C-1).⁷

⁷ Las referencias publicadas por el CEPIS (2, 4, 5 y 7) pueden solicitarse por escrito a la siguiente dirección: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, Casilla Postal 4337, Lima 100, Perú; FAX No. (5114) 378-289.

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

10 TRATAMIENTO TERCARIO O AVANZADO

- 10.1 DESINFECCION
- 10.2 FILTRACION
- 10.3 ELIMINACION DE COMPUESTOS TOXICOS – ADSORCION
- 10.4 ELIMINACION DE SUSTANCIAS INORGANICAS DISUELTAS
- 10.5 NITRIFICACION
- 10.6 DESNITRIFICACION
- 10.7 ELIMINACION DEL FOSFORO

10 TRATAMIENTO TERCIARIO O AVANZADO

Los tratamientos avanzados se definen como el tratamiento adicional necesario para eliminar las sustancias suspendidas y disueltas que permanecen después de un tratamiento secundario clásico. Estas sustancias pueden ser materia orgánica o sólidos suspendidos, o pueden variar de iones relativamente simples, tales que el potasio, el calcio, el sulfato, el nitrato y el fosfato hasta los cada vez más complejos compuestos orgánicos sintéticos.

En años recientes se ha entendido mejor el efecto de estas sustancias sobre el medio ambiente por lo que las exigencias en materia de tratamiento de agua se han hecho más severas en términos de concentraciones límites de estas sustancias en los efluentes.

La tabla 10.1 presenta los componentes típicos que se pueden encontrar en aguas residuales tratadas y sus efectos, en donde se pueden apreciar las concentraciones de las sustancias arriba mencionadas. El efecto potencial que estas sustancias residuales podrían tener varía considerablemente.

Así, aunque los sólidos suspendidos y algunos compuestos orgánicos son eliminados en el tratamiento secundario, en casos especiales de descargas a corrientes de agua y lagos o en algunos reusos, se puede requerir un eliminación adicional.

Los compuestos que tienen nitrógeno y fósforo disponible han llamado la atención, ya que aceleran la eutroficación de los lagos y promueven el crecimiento de plantas acuáticas. Recientemente, se ha hecho necesaria la eliminación de estos compuestos debido a que el agua residual tratada es utilizada para la recarga de acuíferos. Además, la eliminación del nitrógeno es necesaria para eliminar el amoniaco que puede tener un impacto por su toxicidad sobre algunos cuerpos receptores.

Desde la década de los ochentas se ha puesto atención sobre los compuestos tóxicos y los compuestos orgánicos volátiles presentes en las aguas residuales. En particular estos compuestos son de interés cuando se descarga el agua tratada en cuerpos de agua superficiales o es utilizada para la recarga de acuíferos, sobre todo si ésta va a ser utilizada posteriormente como fuente de agua potable.

Los sistemas de tratamiento avanzado pueden ser clasificados por el tipo de operación o proceso unitario o por la función principal de eliminación. En este capítulo se discutirán los principios y aplicaciones de los siguientes procesos y operaciones unitarias involucradas en el tratamiento avanzado o terciario de las aguas residuales:

1. Desinfección
2. Filtración
3. Eliminación de compuestos tóxicos - Adsorción
4. Eliminación de sustancias inorgánicas disueltas
5. Nitrificación
6. Desnitrificación
7. Eliminación del fósforo

Tabla 10.1 Componentes típicos que se pueden encontrar en las aguas residuales tratadas y sus efectos en el ambiente y la salud.

COMPONENTE	EFEECTO	CONCENTRACION CRITICA mg/l
Sólidos suspendidos	Puede causar depósitos de lodo o interferir con el cuerpo receptor	Variable
Orgánicos biodegradables	Puede reducir o agotar el oxígeno del cuerpo receptor	Variable
Contaminantes prioritarios	Tóxico para los humanos; carcinógeno Tóxico para el ambiente acuático	Varía con los componentes individuales Varía con base en la profundidad, biota o sedimentos.
Orgánicos volátiles	Tóxico para los humanos; cancerígeno; forma oxidantes fotoquímicos	Varía con los compuestos individuales.
Nutrientes		
Amoniaco	Incrementa la demanda de cloro, pueden convertirse a nitratos y con el proceso reducir o agotar el oxígeno; con el fósforo puede inducir al desarrollo de crecimientos acuáticos indeseables. Tóxico para los peces.	Cualquier cantidad Variable ^a
Nitratos	Estimula el crecimiento de algas y plantas acuáticas Puede causar metahemoglobinemia en los infantes (niños azules)	0,3 ^b 45 ^c
Fósforo	Interfiere con el ablandamiento por el medio de cal-soda Estimula el crecimiento de algas y plantas acuáticas Interfiere con la coagulación	0.3 0.015 ^b 0.2-0.4
Otros inorgánicos		
Calcio y Magnesio	Incrementa la dureza y los sólidos totales disueltos	
Cloro	Imparte sabor salino Interfiere con la agricultura y los procesos industriales	250 75-200
Sulfatos	Acción catártica	600-1000
Otros orgánicos		
Agentes activos superficiales (Surfactantes)	Causa espuma y pueden interferir con la coagulación	1.0-3.0

10.1 DESINFECCION

La desinfección se refiere a la destrucción selectiva de los organismos patógenos, esta es la diferencia entre la desinfección y la esterilización, en esta última se destruyen todos los organismos presentes en el agua.

Agentes y medios

En el tratamiento de las aguas residuales la desinfección que comúnmente se emplea es mediante 1) agentes químicos, 2) agentes físicos, 3) medios mecánicos y 4) radiación.

Agentes químicos. Las características que debe tener un agente químico ideal se presentan en la tabla 10.2. Como se muestra, un desinfectante ideal debe tener un gran número de características. Es posible que no exista tal compuesto, pero las características que se presentan en la tabla deberán tomarse en cuenta al seleccionar un desinfectante. Para los ingenieros sanitarios, también es importante que el desinfectante sea seguro en su manejo y aplicación, y sea fácilmente medible su concentración al aplicarlo, también en su concentración residual.

Los agentes químicos que se han usado como desinfectantes incluyen: fenol y compuestos fenólicos, alcoholes, iodo, cloro y sus compuestos, bromo, ozono, metales pesados y sus compuestos, jabones y detergentes sintéticos, compuestos cuaternarios de amonio, peróxido de hidrógeno y varios álcalis y ácidos.

El desinfectante universalmente usado es el cloro. El bromo y el iodo ocasionalmente se usan en albercas. El ozono es un desinfectante sumamente efectivo, aún cuando no deja concentración residual, su uso se ha incrementado en el tratamiento de aguas. La acidez y alcalinidad extremas se pueden usar para destruir organismos patógenos, debido a que los valores de pH mayores de 11 y menores de 3 son relativamente tóxicos para la mayoría de las bacterias.

Agentes físicos. Los desinfectantes físicos que se han usado son calor y luz. Calentando el agua hasta el punto de ebullición se pueden destruir por ejemplo, las bacterias patógenas, no esporuladas. El calor se emplea comúnmente en la industria de bebidas y derivados de la leche, pero no es posible aplicarla a grandes cantidades de aguas por su alto costo.

La luz solar también es un buen desinfectante. En particular se emplea la radiación ultravioleta. Existen lámparas de luz ultravioleta para esterilizar pequeñas y grandes cantidades de agua. La eficiencia del proceso depende de la penetración de la luz en el agua, por esto, la geometría entre la lámpara de luz y el agua es muy importante, también la materia sólida suspendida y las moléculas orgánicas disueltas en el agua, pueden absorber la radiación al igual que los microorganismos. Por lo tanto es difícil emplear la radiación ultravioleta en la desinfección de aguas residuales cuando se tienen partículas suspendidas.

Medios mecánicos. Las bacterias se eliminan también por medios mecánicos durante el tratamiento de las aguas residuales. Las eficiencias típicas de remoción para varios procesos de tratamiento se reportan en la tabla 10.3., los primeros cinco procesos que se enlistan se pueden considerar físicos. La remoción es complemento de la función primaria de los procesos.

Radiación. Los principales tipos de radiación son: electromagnética, acústica y de partículas. Los rayos gamma emitidos por radioisótopos, como el cobalto 60, tienen una fuerte penetración, y se han usado para esterilizar agua y aguas residuales.

Factores que influyen en la acción de los desinfectantes.

Al aplicar alguno de los agente desinfectantes que ya se indicaron, se deben tener en cuenta los siguientes factores: 1) tiempo de contacto, 2) concentración y tipo de agente químico, 3) intensidad y naturaleza del agente físico, 4) temperatura, 5) número de organismos, 6) tipos de organismos, y 7) naturaleza del líquido.

Tabla 10.2 Características de un desinfectante químico ideal

Características	Indicaciones
Toxicidad para los microorganismos	Debe tener un amplio espectro de actividad a altas diluciones
Solubilidad	Debe ser soluble en agua o en los tejidos celulares
Estabilidad	La pérdida de su acción germicida en almacenamiento debe ser baja
No debe ser tóxico a las formas de vida superior	Deberá ser tóxico a los microorganismos patógenos y no ser tóxico al hombre y a otras formas de vida
Homogeneidad	La solución debe ser uniforme en su composición
Interacción con materias	No debe ser adsorbido por materia orgánica
Toxicidad a temperatura ambiente	Debe ser efectiva en un rango de temperatura ambiente
Penetración	Debe tener capacidad de penetración a través del agua
No corrosivo y no teñidor	No debe corroer los metales o manchar la ropa
Habilidad para deodorizar	Debe deodorizar mientras desinfecta
Capacidad detergente	Debe tener acción limpiadora para mejorar su efectividad desinfectante
Disponibilidad	Debe estar disponible en grandes cantidades y a un precio razonable

Tabla 10.3 Remoción de bacterias en diferentes procesos de tratamiento

Procesos	% de remoción
Filtros gruesos	0-5
Filtros finos	10-20
Cámaras grit	10-25
Sedimentación simple	25-75
Precipitación química	40-8
Filtros percoladores	90-95
Lodos activados	90-98
Cloración en efluentes tratados	98-99

Tiempo de contacto. Una de las variables más importantes en el proceso de desinfección es el tiempo de retención. En general, para una concentración dada de desinfectante, el mayor tiempo de contacto ocasiona una mayor mortandad. Esta observación se formalizó por Chick, y derivó la Ley de Chick:

$$dN/dt = -KN \quad (1)$$

Siendo:

N = números de organismos

t = tiempo

k = constante (tiempo)⁻¹

Si N_0 es el número de organismos cuando $t = 0$, la ecuación (1) se puede integrar:

$$N/N_0 = e^{-kt} \quad (2)$$

ó

$$\ln N/N_0 = -kt^m \quad (3)$$

Siendo m una constante. Si m es menor que 1, la tasa de mortandad decrece con el tiempo, si m es mayor que 1, la tasa de mortandad aumenta con el tiempo. Las constantes de la ecuación (3) se pueden obtener graficando $-\ln(N/N_0)$ contra el tiempo de contacto t en papel log-log. La línea recta de la ecuación es;

$$\log -\ln(N/N_0) = \log k + m \log t \quad (4)$$

Concentración y tipo de agente químico. Se ha observado que dependiendo del tipo de agente químico, la efectividad de la desinfección se relaciona con la concentración. El efecto de la concentración se ha formulado empíricamente:

$$C^n_{tp} = \text{constante} \quad (5)$$

Siendo

C = concentración del desinfectante

n = constante

t_p = tiempo requerido para lograr un porcentaje de mortandad constante

Las constantes de la ecuación (5) se pueden evaluar graficando en papel log-log, la concentración contra el tiempo necesario para tener un porcentaje de mortandad. La pendiente de la línea corresponde al valor $e^{-1/n}$.

En general, si n es mayor que 1, el tiempo de contacto es más importante que la dosis, si n es igual a 1 el efecto del tiempo y la dosis son casi el mismo.

Intensidad y naturaleza de los agentes físicos. Como ya se indicó, los agentes físicos que alguna vez se han empleado en la desinfección de aguas residuales, son el calor y la luz. Se ha encontrado que su efectividad está en función de su intensidad. Por ejemplo, si el

decaimiento de los microorganismos se representa con una ecuación de primer orden, se tiene:

$$dN/dt = -kN \quad (6)$$

Siendo:

N = número de organismos

t = tiempo, min

k = constante de velocidad de reacción, l/min

Por lo tanto, el efecto de la intensidad del desinfectante físico está reflejado en la constante k a través de la misma relación.

Temperatura. El efecto de la temperatura en la tasa de mortandad se puede representar con la relación de Van't Hoff-Arrhenius. Al aumentar la temperatura la rapidez de mortandad es mayor. En términos del tiempo t, necesario para lograr un determinado porcentaje de mortandad, la relación es:

$$\begin{aligned} \log(t_1/t_2) &= [E(T_2 - T_1)]/2.303RT_1T_2 \\ &= [E(T_2 - T_1)]/4.58T_1T_2 \end{aligned} \quad (7)$$

Siendo:

t₁ y t₂ tiempos para lograr los porcentajes dados de mortandad a las temperaturas T₁ y T₂, en °K respectivamente.

E = energía de activación

R = constante de los gases ideales (1.99 cal/°K-mol)

En la tabla 10.3 se presentan los valores típicos para la energía de activación de varios compuestos de cloro a diferentes valores de pH.

Tabla 10.4
Energías de activación para soluciones
de cloro y cloraminas a temperatura normal

Compuesto	pH	E, cal
Cloro en solución	7.0	8,200
	8.5	6,400
	9.8	12,000
	10.7	15,000
Cloraminas	7.0	12,000
	8.5	14,000
	9.5	20,000

Número de organismos. En un sistema diluido como las aguas residuales, la concentración de organismos rara vez es importante. Sin embargo, se puede concluir de la ecuación (5) que una concentración grande de organismos necesita un tiempo grande para lograr una mortandad determinada. La relación empírica que se ha propuesto para representar el efecto

de la concentración de microorganismos es la siguiente:

$$C^q N_p = \text{constante} \quad (8)$$

Siendo:

C = concentración del desinfectante

N_p = concentración de organismos reducidos para un porcentaje dado en un tiempo dado.

q = constante relacionada con la fuerza del desinfectante.

Tipos de organismos. La efectividad de los desinfectantes estará influenciada por la naturaleza de los microorganismos. Por ejemplo, las células de bacterias en crecimiento mueren fácilmente. En contraste, las esporas de bacteria son muy resistentes, y muchos de los desinfectantes comúnmente usados pueden tener poco o nulo efecto, y se debe usar otro tipo de agente desinfectante como el calor.

Naturaleza del material en suspensión. Al igual que los factores anteriores, la naturaleza del material en suspensión se debe evaluar cuidadosamente. Por ejemplo, el material orgánico extraño puede reaccionar con la mayoría de los desinfectantes oxidantes y llegar a reducir la efectividad, la turbiedad puede reducir la efectividad de los desinfectantes por adsorción y porque protege las bacterias atrapándolas.

Mecanismos de los desinfectantes. Para explicar la acción de los desinfectantes se han propuesto cuatro mecanismos: 1) daño a la pared celular, 2) alteración de la permeabilidad, 3) alteración de la naturaleza coloidal del protoplasma, y 4) inhibición de la actividad enzimática.

El daño o la destrucción de la pared celular ocasionará lisis en la célula y su muerte. Algunos agentes como la penicilina, inhiben la síntesis de las paredes celulares de las bacterias.

Otros agentes como los compuestos fenólicos y los detergentes alteran la permeabilidad de la membrana citoplasmática. Estas sustancias destruyen la permeabilidad selectiva de la membrana y dejan escapar nutrientes vitales como nitrógeno y fósforo.

El calor, la radiación y los agentes fuertemente ácidos o alcalinos alteran la naturaleza coloidal del protoplasma. El calor puede coagular la proteína de la célula, mientras que los ácidos y álcalis desnaturalizan las proteínas produciendo un efecto letal.

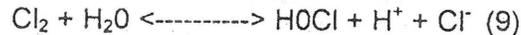
Otro modo de desinfección es la inhibición de la actividad enzimática. Los agentes oxidantes como el cloro, pueden alterar el arreglo químico de las enzimas e inactivarlas.

Desinfección con cloro

De todos los desinfectantes químicos, el cloro es posiblemente el más empleado en todo el mundo, debido a que satisface la mayoría de los requerimientos especificados en la Tabla 10.1.

Usos y reacciones del cloro. Reacciones químicas del cloro en el agua. Cuando el cloro en forma de gas Cl_2 se pone en contacto con el agua, tienen lugar dos reacciones: la hidrólisis y la ionización.

La hidrólisis se presenta con la reacción siguiente:

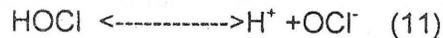


la constante de estabilidad para esta reacción es:

$$K = \frac{[\text{HOCl}][\text{H}^+][\text{Cl}^-]}{[\text{Cl}_2]} = 4.5 \times 10^{-4} \text{ a } 25^\circ\text{C} \quad (10)$$

Debido a la magnitud de este coeficiente (k), se pueden disolver grandes cantidades de cloro en el agua.

La ionización se presenta con la siguiente reacción:



la constante de ionización para esta reacción es:

$$K_i = \frac{[\text{H}^+][\text{OCl}^-]}{[\text{HOCl}]} = 2.7 \times 10^{-8} \text{ a } 25^\circ\text{C} \quad (12)$$

La variación en el valor de K_i con la temperatura se presenta en la Tabla 10.5

Tabla 10.5 Valores de la constante de ionización del ácido hipocloroso a diferentes temperaturas

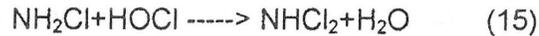
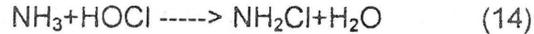
Temperatura °C	0	5	10	15	20	25
$K_i \times 10^8$ moles/litro	1.5	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7

La cantidad de HOCl y ion hipoclorito OCl^- que está presente en el agua se denomina cloro libre disponible. La distribución relativa de estas dos especies es muy importante por su eficiencia en la mortandad de bacterias. El HOCl es de 40 a 80 veces más eficiente que el OCl^- . El porcentaje de distribución del HOCl para varias temperaturas se puede calcular usando la ecuación (13) y los datos de la Tabla 10.4.

$$\text{HOCl}/(\text{HOCl} + \text{OCl}^-) = 1/[1 + \text{OCl}^-/\text{HOCl}] = 1/[1 + K_i/H] \quad (13)$$

El cloro libre también puede adicionar al agua en forma de sales de hipoclorito. El hipoclorito de calcio, $\text{Ca}(\text{OCl})_2$, se emplea comúnmente con este propósito. Los iones del hipoclorito están sujetas a la reacción representada en la ecuación (11).

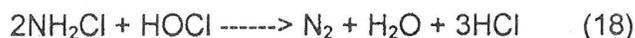
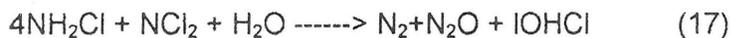
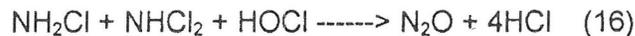
El cloro libre en solución puede reaccionar con el amonio en el agua residual para formar cloraminas. Las cloraminas también sirven como desinfectantes, siempre que sean extremadamente bajas en concentración, las reacciones de importancia son:



Las cloraminas (NH_2Cl), dicloraminas (NHCl_2), y el tricloruro de nitrógeno, se forman sucesivamente por reacciones de sustitución. Las dos especies que predominan, en la mayoría de los casos son las monocloraminas y las dicloraminas, y comúnmente se conocen como cloro combinado disponible.

Punto de quiebre en la cloración. El hecho de que el cloro libre puede reaccionar con el amonio, junto con el hecho de que el cloro libre es un fuerte agente oxidante, dificulta mantener un residual de cloro (libre o combinado) en la desinfección de las aguas residuales. El fenómeno que resulta cuando se adiciona cloro a un agua residual que contiene amonio, se puede explicar refiriéndonos a la figura 10.1.

Cuando se adiciona el cloro, rápidamente se oxidan sustancias como Fe^{++} , Mn^{++} , H_2S , y materia orgánica que reacciona con el cloro, reduciéndolo a ion cloruro (punto A en la figura 10.1). Después de esta demanda inmediata, el cloro continúa reaccionando con el amonio para formar cloraminas entre los puntos A y B. Para relaciones molares de cloro y amonio menor de uno, se formarán monocloraminas y dicloraminas. La distribución de esas dos formas está gobernada por sus tasas de formación, las cuales dependen del pH y la temperatura. Entre el punto B y el punto de quiebre, algunas de las cloraminas se pueden convertir a tricloruro de nitrógeno, ecuación (16), mientras que las cloraminas remanentes se oxidarán a Oxido de nitrógeno y nitrógeno con la reducción del cloro a ion cloruro. Al continuar la adición de cloro, esencialmente todas las cloraminas se pueden oxidar en el punto de quiebre. Las posibles reacciones que pueden ocurrir por la generación de gases y la desaparición de cloraminas son las siguientes, además de la ecuación (16):



Al continuar la adición de cloro, pasando el punto de quiebre, resultará un aumento directamente proporcional en la concentración de cloro libre disponible (hipoclorito sin reaccionar). La razón principal para adicionar suficiente cloro es obtener cloro libre residual que asegure la desinfección. Ocasionalmente, debido a la formación de tricloruro de nitrógeno y a los demás compuestos, se presentan serios problemas de olor durante la operación de cloración para llegar al punto de quiebre. En la práctica, el ácido clorhídrico que se forma durante la cloración reaccionará con la alcalinidad del agua residual y bajo ciertas circunstancias, el pH bajará ligeramente.

La presencia de otros compuestos que reaccionen con el cloro puede aumentar considerablemente la pendiente de la curva. La cantidad de cloro que debe adicionarse para alcanzar el nivel deseado de cloro residual se denomina demanda de cloro.

Tanque de contacto de cloro

Es importante el diseño del tanque de contacto del cloro, se recomienda diseñarlos con la relación largo-ancho mínimo de 10-1 y de preferencia de 40 a 1 para minimizar los cortos circuitos, también se reducen estas mediante la colocación de "baffles" a la entrada.

Si el tiempo de traslado del agua residual tratada desde el último proceso hasta el cuerpo receptor es igual o mayor al tiempo de contacto requerido, se puede eliminar el tanque de contacto de cloro.

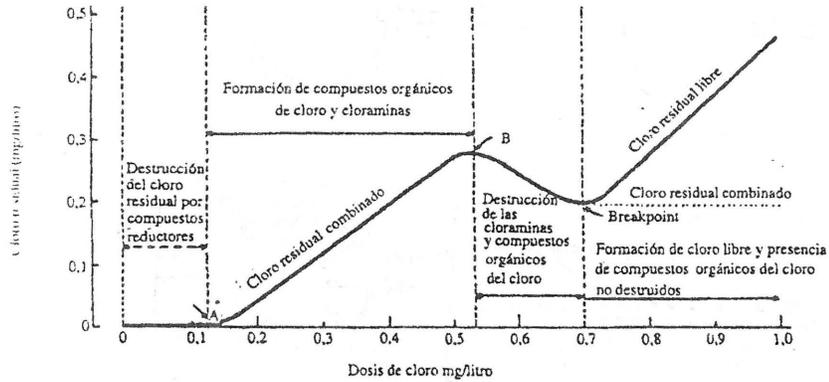


Fig. 10.1 Curva que generalmente se obtiene durante la cloración al punto de quiebre

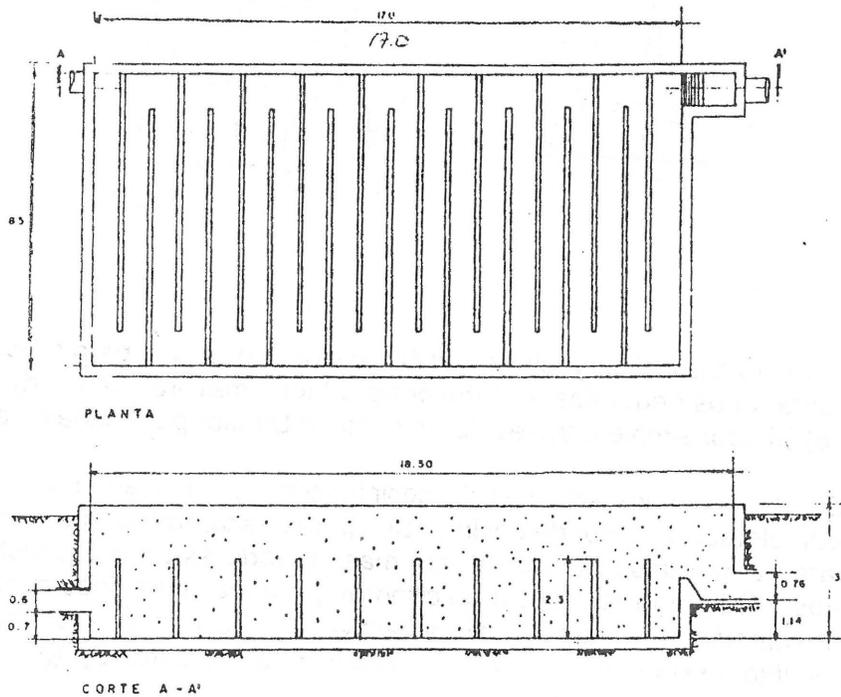


Fig. 10.2 Depósito longitudinal dividido con baffles con capacidad efectiva con relación largo-ancho mayor de 40-1 que suministra una distribución de cámara de contacto con tiempos de residencia aproximado al tipo flujo pistón.

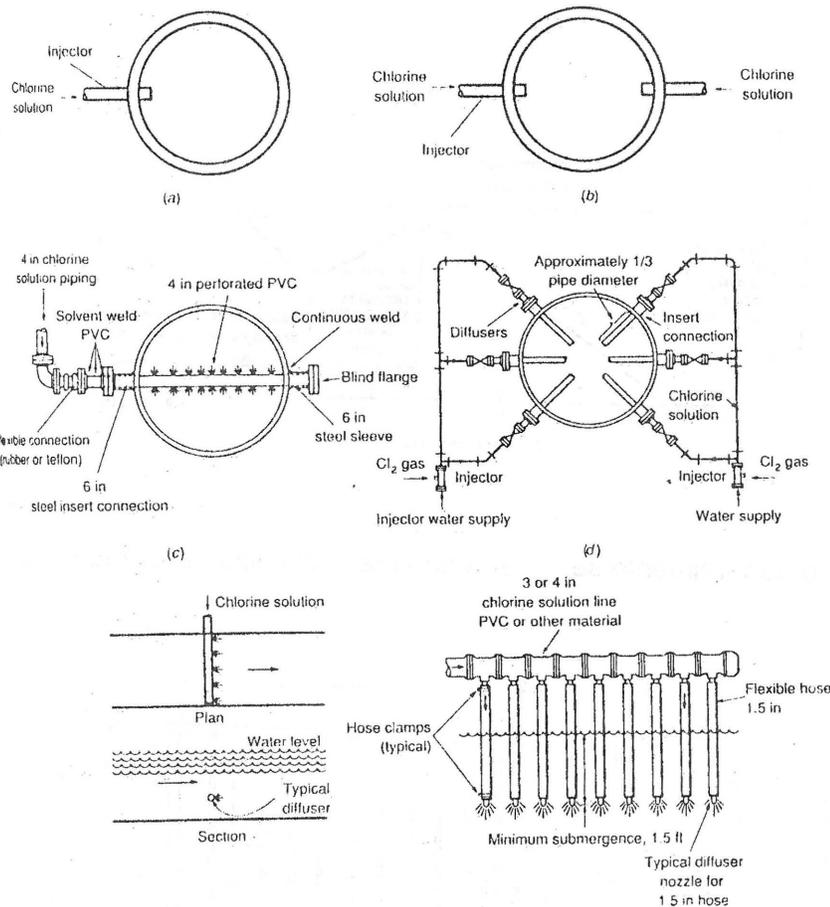


Fig. 10.3 Difusores típicos para inyectar solución de cloro, a) Simple para tubos pequeños, b) Doble inyector para tubos pequeños, c) Difusor para tubos mayores de 3", d) Difusores para tubos grandes, e) Difusor simple a través de un canal, f) Difusor para canales abiertas.

Decloración. En casi todos los sistemas de desinfección es necesario remover el cloro una vez que se ha completado su labor de desinfección para descargar los efluentes a los cuerpos receptores o para otros reusos. El declorador más utilizado es un compuesto de azufre, el anhídrido sulfuroso (SO₂) que se maneja en cilindros y tanques parecidos a los utilizados con el gas cloro. También se utiliza el carbón activado. Se han usado otros compuestos químicos como sulfito de sodio (Na₂SO₃) y metabisulfito de sodio (Na₂S₂O₅)

Desinfección con luz Ultravioleta

Una apropiada dosis de radiación ultravioleta (UV) ha mostrado ser un efectivo bactericida y virucida, además de que no contribuye a la formación de compuestos tóxicos. Actualmente la lámpara de arco de mercurio de baja presión es la principal forma de generar UV usada para

la desinfección. La luz ultravioleta es un agente físico desinfectante que se puede utilizar en vez de agentes químicos, la radiación penetra la pared celular de los microorganismos y es absorbida por el material celular, incluyendo el DNA y RNA.

Desinfección con Ozono

El ozono es un oxidante reactivo extremo y se puede usar como desinfectante en aguas residuales, también puede utilizarse en el tratamiento para el control de olores y en tratamientos avanzados para remover los orgánicos solubles refractarios en lugar del proceso de adsorción con carbón activado. Debido a que el ozono es químicamente inestable, se descompone a oxígeno muy rápidamente después de que es generado y por lo tanto debe generarse en el sitio, el método mas eficiente de producción de ozono actualmente es mediante descargas eléctricas.

Se cree que la acción bactericida de la ozonización ocurre directamente porque desintegra la pared celular (lysis celular), el ozono es también muy efectivo como virucida y generalmente se cree que es mas efectivo que el cloro, la ozonización no produce sólidos disueltos y no es afectado por el ion amonio ni por el pH. Un beneficio adicional es que se eleva la concentración de oxígeno disuelto, ya que el ozono se descompone a oxígeno rápidamente después de su aplicación.

10.2 FILTRACION

Es el proceso mas efectivo para la remoción de sólidos y es el proceso que vino realmente ha hacer posible el tratamiento avanzado.

La filtración es una operación unitaria de separación sólido-líquido en la cual el líquido pasa a través de un medio poroso para eliminar la mayor cantidad posible de sólidos suspendidos. En el campo de tratamiento de aguas residuales es utilizada para filtrar:

- 1) Efluentes secundarios no tratados
- 2) Efluentes secundarios tratados químicamente
- 3) Aguas residuales brutas tratadas químicamente

El objetivo de la filtración es producir un efluente de alta calidad con la menor cantidad posible de partículas en suspensión (concentraciones menores a 10 mgSS/l). La operación completa de filtración consta de dos fases: filtración y retrolavado de los filtros.

Los filtros se clasifican de acuerdo con:

1. El medio filtrante:

- a) Filtros con medio simple. Estos contienen un sólo tipo de medio que generalmente es arena.
- b) Filtros con medio dual. Generalmente antracita y arena.
- c) Filtros multimedia. Por lo común utilizan tres tipos de medio: antracita, arena y granate.

2. La velocidad de filtración

- a) Filtros lentos. Tasas de filtración entre 0.15 y 0.30 m³/m²-h
- b) Filtros rápidos. Tasas de filtración entre 2 y 15 m³/m²-h

3. La fuerza de filtración

- a) Por gravedad
- b) A presión

4. La dirección de flujo

- a) Filtración ascendente
- b) Filtración descendente

5. El control del flujo

- a) Filtración a tasa constante
- b) Filtración a tasa variable (tasa declinante)

Los mecanismos de eliminación de las partículas en la filtración son los siguientes:

1. Tamizado. Las partículas más grandes que el tamaño del poro son retenidas mecánicamente.
2. Sedimentación. Las partículas decantan en el medio filtrante.
3. Impacto. Las partículas más pesadas no siguen la línea de flujo.
4. Intercepción. Muchas partículas contenidas en la corriente son retenidas cuando éstas se ponen en contacto con la superficie del medio de filtración.
5. Adhesión. Las partículas floculantes se pegan a la superficie del filtro.

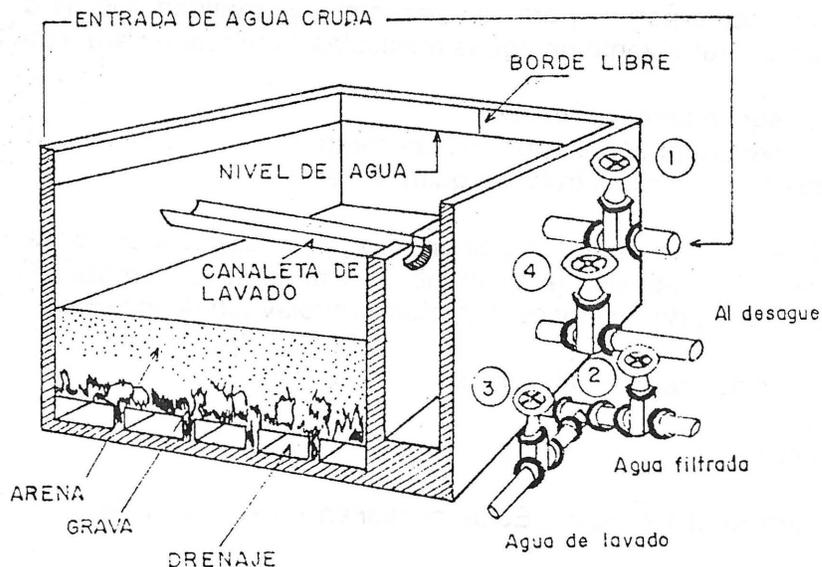


Fig. 10.4 Representación esquemática del funcionamiento de filtros de flujo descendente por gravedad de medio granular

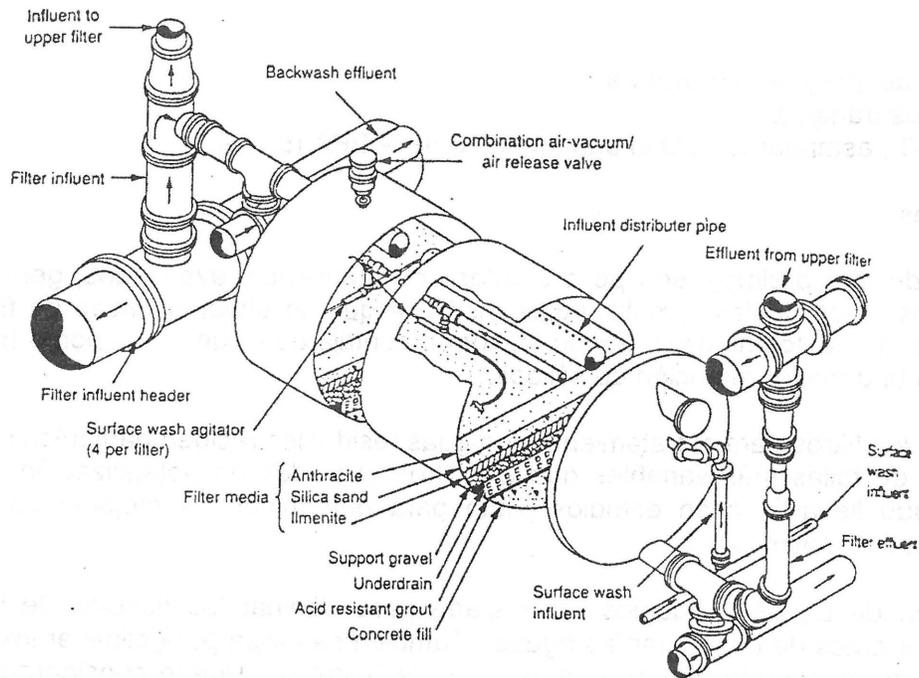


Fig. 10.5 Filtro a presión típico con cama filtrante multimedia y lavado de la superficie usado en el tratamiento de aguas residuales.

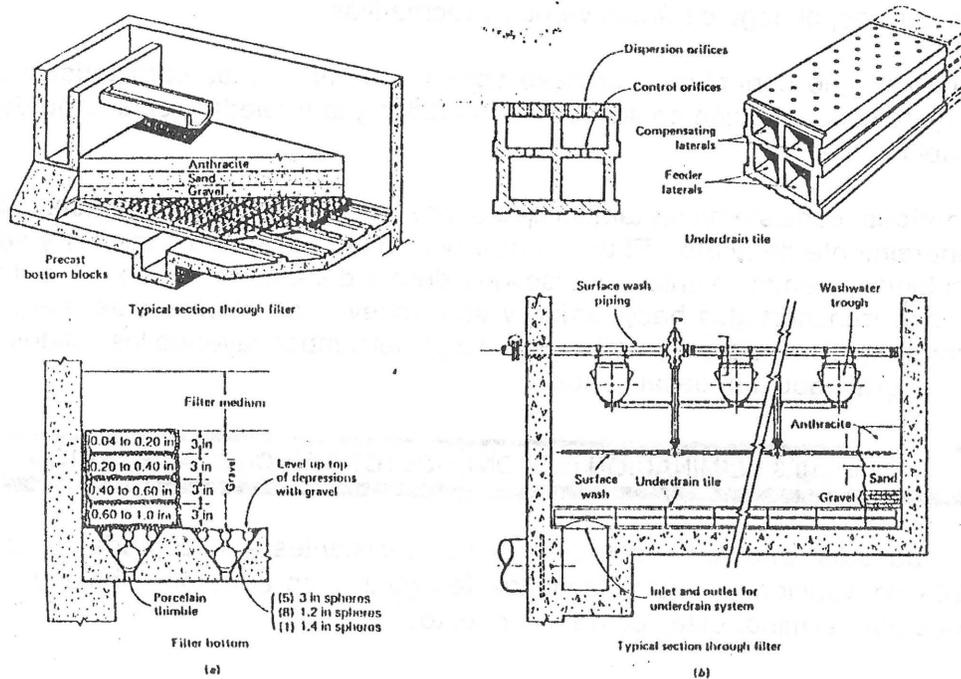


Fig. 10.6 Sistema de subdrenaje típico con capa de grava como soporte (a) y (b); sin soporte de cama de grava (c): (a) sistema de subdrenaje Wheeler y (b) Sistema de subdrenaje Leopold.

- a Depende del pH y la temperatura
- b Para lagos tranquilos
- c Como NO_3 , estándares para el agua potable de la EPA (E.U.A.)

Aplicaciones

Los filtros de medio simple son poco usados en tratamientos avanzados, generalmente se prefieren los filtros duales o multimedias debido a que se obtienen tasas de filtración más elevadas ya que estos filtros tienen un mayor porcentaje de volumen de poros (porosidad) lo que implica una mayor retención de sólidos.

En general los filtros para el tratamiento de aguas residuales reciben partículas más grandes, pesadas y de tallas más variables que los filtros utilizados en potabilización. Por ello es recomendado llevar a cabo estudios piloto para determinar las mejores condiciones de operación de los mismos.

La filtración de aguas residuales es utilizada para eliminar los flóculos de los efluentes secundarios antes de descargar las aguas. También se utiliza para eliminar los precipitados residuales de la precipitación con cal o sales de fosfatos. Puede considerarse como una operación de pretratamiento antes de que el agua residual tratada sea introducida a los filtros de carbón activado, antes de la radiación ultravioleta y antes de otros procesos.

En el caso de la reutilización del agua se requiere filtrar los efluentes antes de ser utilizados para los cultivos, el riego de áreas verdes y recreativas.

Las variables que controlan el proceso tienen que ver con las características del influente como son la concentración en sólidos suspendidos y la turbiedad, el tamaño de partícula y la fuerza del flóculo.

Microtamices, consiste en un tambor que sobre un eje horizontal y que está cubierto con una tela generalmente de acero. El agua entra por un lado abierto del tambor y se filtra a través de la cubierta, siendo retenidos los sólidos dentro del cilindro, conforme el tambor rota los sólidos son transportados hacia arriba y se remueven constantemente mediante un chorro dado con boquillas instaladas arriba y a lo largo del tambor cayendo los sólidos a un depósito, donde por gravedad son desalojados.

10.3 ELIMINACION DE COMPUESTOS TOXICOS - ADSORCION

Los compuestos refractarios son compuestos resistentes a la degradación biológica en los procesos convencionales de tratamiento de aguas y en el medio ambiente. Los procesos utilizados para eliminar este tipo de compuestos son

Proceso	Aplicación
Adsorción con carbón activado	Eliminación de compuestos orgánicos sintéticos y naturales incluyendo los compuestos orgánicos volátiles, pesticidas, PCB's y metales pesados
Lodos activados adicionados con carbón activado	Metales pesados, amoníaco, compuestos refractarios
Coagulación química	Metales pesados y PCB's
Oxidación química	Amoníaco, compuestos tóxicos, halogenados alifáticos y aromáticos.
Procesos biológicos convencionales	Fenoles, PCB's, hidrocarburos halogenados

El cloro es generalmente utilizado en el proceso de oxidación química. La principal desventaja es que el cloro forma trihalometanos. Otros oxidantes son el ozono y el dióxido de cloro. La ventaja del ozono es que con este compuesto se elimina además el color.

ADSORCION

La adsorción es la colección y concentración selectiva sobre la superficie sólida de moléculas de tipos particulares contenidas en un líquido o en un gas. A través de esta operación unitaria los gases o líquidos de sistemas mezclados, aún a muy bajas concentraciones, pueden ser selectivamente capturados y eliminados de las corrientes gaseosas o líquidas usando una gran variedad de materiales específicos conocidos como adsorbentes. El material que es adsorbido sobre el adsorbente es llamado adsorbato. Existen dos mecanismos involucrados en la adsorción: la adsorción física y la adsorción química.

Tipos de adsorción.

Cuando las moléculas gaseosas o líquidas alcanzan la superficie de un adsorbente y permanecen sin ninguna reacción química, el fenómeno es llamado adsorción física. El mecanismo por el cual se explica la adsorción física puede ser las fuerzas electrostáticas intermoleculares o de Vander Waals, o puede depender en la configuración física del adsorbente como en el caso de la estructura de los poros del carbón activado. Los adsorbentes físicos típicamente cuentan con grandes áreas superficiales.

Actualmente el carbón activado es el adsorbente más ampliamente utilizado. Otros adsorbentes menos importantes son la alúmina activada, la sílica gel y las mallas moleculares. El carbón activado es catalogado como un adsorbente físico no polar. Se produce a partir de una gran cantidad de materiales carbónicos como son la madera, el aserrín, los huesos de frutas, las cáscaras de coco y de nuez, el carbón mineral o hulla, el lignito y los residuos del petróleo. El carbón activado posee una área superficial interna muy grande con una intrincada red de poros. Se han estimado áreas superficiales totales entre 450 y 1800 M²/gramo, pero solamente una parte de esta superficie esta disponible para la adsorción. El carbón activado se presenta generalmente en tres tipos: granular o en gránulos naturales, en

pellets y en polvo. Los carbones para la fase líquida pueden presentarse en polvo o bajo la forma granular, el primer tipo es mezclado y luego filtrado del líquido mientras que, el carbón granular es empacado en forma de lecho.

Técnicas por contacto en columna y equipo utilizado.

La remoción de compuestos orgánicos en columnas de carbón activado ocurre en tres mecanismos: 1. La adsorción de las moléculas orgánicas, 2. La filtración de partículas mayores y 3. La sedimentación de materia coloidal.

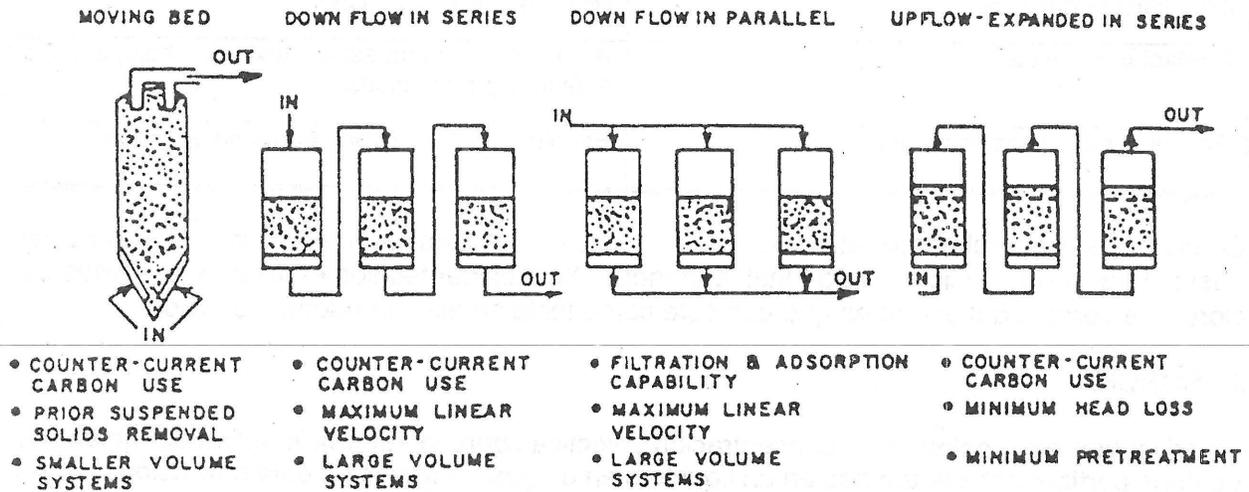


Fig. 10.7 Sistemas típicos de adsorción con carbón activado y sus atributos

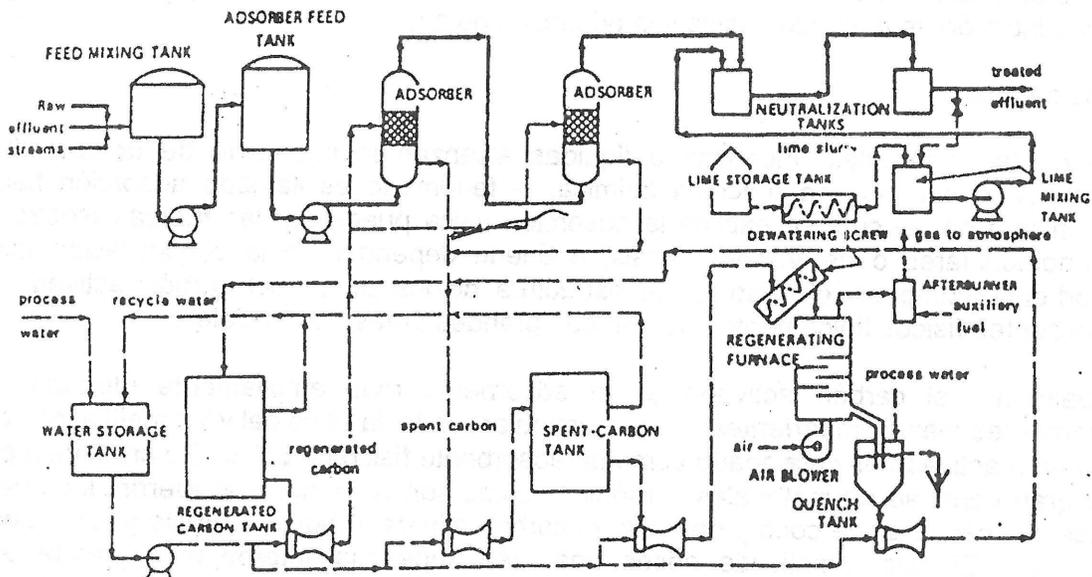


Fig. 10.8 Planta de adsorción y filtración con carbón activado para el tratamiento de residuos de plaguicidas.

Cuando se utiliza en el proceso de adsorción un adsorbente granular, el proceso se puede llevar a cabo en batch, en columna o por lechos fluidificados. Los sistemas de contacto más utilizados son los lechos fijos o lechos móviles a contracorriente debido a los bajos costos de operación y a la alta utilización de la capacidad de adsorción del adsorbente. Los lechos fijos pueden emplear flujos ascendentes o descendentes del fluido; sin embargo los flujos descendentes son más populares ya que el lecho del adsorbente también puede servir como filtro para los sólidos suspendidos. Los lechos móviles a contracorriente emplean un flujo ascendente del líquido y flujo descendente del adsorbente, ya que este se puede mover por la fuerza de la gravedad. Ambas configuraciones pueden operarse por gravedad o bajo presión del líquido.

Técnicas de tratamiento con carbón activado

El carbón activado se usa comúnmente para eliminar compuestos orgánicos que causan olores, sabores y otros efectos nocivos. El carbón puede utilizarse ya sea en polvo o en gránulos. El carbón granular se coloca en forma de lecho en columnas y el agua a tratar pasa sobre éste. Los sabores, colores y olores debidos a compuestos tales que los fenoles, pesticidas, colorantes orgánicos, surfactantes, etc., son eliminados de las aguas residuales industriales o municipales. El proceso de eliminación continua hasta que el carbón alcanza su saturación, después de lo cual éste debe ser regenerado; la reactivación se hace calentando el carbón hasta 930°C en una corriente de aire atmosférico (reactivación térmica). Esta operación se puede adaptar en una mufla o en un horno rotatorio, los compuestos orgánicos se queman y el carbón así activado restablece básicamente su capacidad inicial de adsorción.

Tratamientos biológicos adicionados con carbón activado

La utilización de carbón activado en polvo adicionado a los procesos biológicos se desarrolló con éxito en los años 70s. Este sistema es utilizado para tratar efluentes industriales contaminados con compuestos tóxicos. En este proceso se tienen las ventajas de la adsorción y de la biodegradación, por medio de organismos aclimatados, para la eliminación de los compuestos orgánicos. A esta combinación frecuentemente se le denomina como proceso PACT (Desarrollado por Du Pont). Se observó que existe una neta mejoría de las capacidades de depuración del proceso por la adición de este compuesto al tanque de aeración del proceso por lodos activados. Se explicó la mejoría en los rendimientos del proceso no solamente por el efecto de la adsorción de los compuestos orgánicos sobre el carbón activado, sino también por el fenómeno llamado biorregeneración.

La biorregeneración es el proceso a partir del cual los compuestos orgánicos adsorbidos desorben, volviéndose disponibles para la biodegradación y dejando la superficie del carbón activado nuevamente disponible para una nueva adsorción. Algunos autores han sugerido que las tasas de desnitrificación también se mejoran con la adición del carbón activado. Esto es explicado por la adsorción de las sustancias inhibitoras sobre el carbón activado.

Este tipo de sistemas pueden eliminar las sustancias tóxicas o inhibitorias presentes en las aguas residuales como resultado del potencial de biooxidación del sistema. Así, los compuestos orgánicos son retenidos en el sistema por un periodo que se aproxima al tiempo de retención celular, en lugar del periodo dado por el tiempo de retención hidráulico, como ocurre en un proceso biológico tradicional.

Los residuos sólidos producidos en el sistema pueden ser depositados en un relleno sanitario adecuado para el caso o bien, ser llevados al proceso de oxidación/incineración tales que la oxidación por vía húmeda o la combustión térmica para su destrucción.

No obstante, este proceso tiene desventajas que son inherentes al manejo del carbón en polvo, al sistema de filtración requerido y a la eficiencia baja de adsorción. Por ello actualmente el interés está enfocado a los procesos adicionados con carbón activado granular.

La ventaja con la adición del carbón activado granular es que se pueden manejar los nuevos procesos biológicos como los lechos empacados con o sin biomasa fija o los sistemas mixtos como los lechos turbulentos. Recientemente, la aplicación del carbón activado granular ha sido estudiada en el caso de las aguas industriales problemáticas conteniendo compuestos tóxicos (Jaar y Wilderer, 1992; Fox y Suidan, 1993). Buitrón (1993) adicionó a un proceso biológico tipo SBR (reactores discontinuos secuenciales) carbón activado granular para disminuir la toxicidad de un efluente industrial contaminado con nitrofenoles. El piloto produjo altas eficiencias de eliminación (95% como carbono orgánico) y las cargas orgánicas eliminadas por los microorganismos aclimatados fueron de 2.3 kg de DQO/m³-d, valor entre ocho y diez veces superior al comúnmente reportado en la literatura para este tipo de efluentes.

10.4 ELIMINACION DE SUSTANCIAS INORGANICAS DISUELTAS

Precipitación química

La eliminación del fósforo del agua residual se puede llevar a cabo por la adición de coagulantes para su precipitación (alúmina, cal, sales de hierro, polímeros orgánicos). Adicionalmente a la eliminación del fósforo estos compuestos químicos puede eliminar otros iones, principalmente, los metales pesados y reduce el contenido de coliformes y de virus.

Cuando se utiliza la precipitación química, la digestión anaerobia de los lodos no es posible debido a la toxicidad del precipitado el cual puede contener metales pesados. La desventaja de la precipitación química es la producción de una cantidad considerable de lodos difícilmente tratables debido a su toxicidad.

Intercambio iónico

El intercambio iónico es un proceso unitario mediante el cual los iones de una especie dada son desplazados de un material de intercambio insoluble por iones de diferentes especies en solución. El uso más generalizado de este proceso es en el ablandamiento del agua potable en donde el ión sodio de una resina catiónica es reemplazado por los iones calcio y magnesio del agua a tratar. Para la eliminación de los sólidos totales se deben utilizar resinas de intercambio iónico, catiónico y aniónico

Hasta los años de 1940 las zeolitas naturales fueron las resinas de intercambio disponibles. La capacidad de intercambio era relativamente baja, lo cual limitaba su factibilidad económica en el tratamiento de aguas residuales. Posteriormente las zeolitas naturales fueron reemplazadas por resinas sintéticas. Estas últimas son polímeros insolubles sobre los cuales se adicionan grupos básicos o ácidos mediante reacciones químicas. Estos grupos son

capaces de un cambio reversible con los iones presentes en una solución.

El número total de grupos funcionales por unidad de peso (o por unidad de volumen) de la resina determina la capacidad de intercambio, mientras que el tipo de grupo funcional determina la selectividad del ión y su posición en el equilibrio de intercambio. Las partículas de las resinas tienen diámetros de aproximadamente 0.5 mm y se emplean en columnas empacadas con flujos de agua residual del orden de 5 a 12 galones por pie² (1/cm²).

Para dar un ejemplo de la variedad de resinas de intercambio iónico se enlistan las siguientes.

1) Inorgánicos naturales:

Zeolitas: $x\text{Na}_2\text{O}$, $y\text{Al}_2\text{O}_3$, $z\text{SiO}_2z\text{H}_2\text{O}$

Silicoaluminatos hidratados como:

analcita	$\text{Na}[\text{Si}_2\text{AlO}_2]\text{H}_2\text{O}$
characita	$\text{Ca, Na} [\text{SiAlO}_6]_2 6\text{H}_2\text{O}$
harmotomita	$(\text{K, Ba}) [\text{Si}_5\text{Al}_2\text{O}_{14}]5\text{H}_2\text{O}$
heulandita	$\text{Ca}[\text{Si}_3\text{Al}_2\text{O}_8 5\text{H}_2\text{O}$
natrolita	$\text{Na}_2[\text{Si}_3\text{Al}_2\text{O}_{10}]2\text{H}_2\text{O}_2$
montomorilonita	$\text{Al}_2[\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2]2\text{H}_2\text{O}$
beidelita	$\text{Al}_2[(\text{OH})_2\text{AlSi}_{13}\text{O}_9\text{OH}]4\text{H}_2\text{O}$

2) Inorgánicos sintéticos;

Sodalita	$\text{Na}_4[\text{Si}_3\text{Al}_3\text{ClO}_{12}]$
Apatita	$[\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3]\text{F}$
Hidroxiapatita	$[\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3]\text{OH}$

3) Orgánicos sintéticos;

Estas son estructuras tridimensionales de hidrocarburos entrelazados que contienen grupos ácidos o básicos.

De intercambio catiónico:

- Débilmente ácidos (carboxílicos)
- Medianamente ácidos (fosfónicos)
- Fuertemente ácidos (sulfónicos)

De intercambio aniónico:

- Débilmente básicas (alkilaminas)
- Fuertemente básicas (base cuaternaria de amonio).

Hay dos tipos básicos de intercambiadores iónicos: catiónicos y aniónicos.

El proceso es el siguiente primero se pasa el agua residual a través de un intercambiador de cationes donde los iones cargados positivamente son reemplazados por iones hidrógeno. El efluente del intercambiador catiónico es pasado a una resina aniónica donde los aniones son reemplazados por iones hidroxilo. Así, los sólidos disueltos son reemplazados por iones hidrógeno e hidroxilo, los cuales reaccionan para formar moléculas de agua.

Los intercambiadores de iones son generalmente columnas empacadas de flujo descendente. Cuando se satura la capacidad de las resinas, la columna es retrolavada para eliminar los sólidos retenidos y después es regenerada. La columna de intercambio catiónico se regenera con un ácido fuerte como el ácido sulfúrico. El hidróxido de sodio es utilizado para regenerar la columna aniónica. (Fig. 10.9)

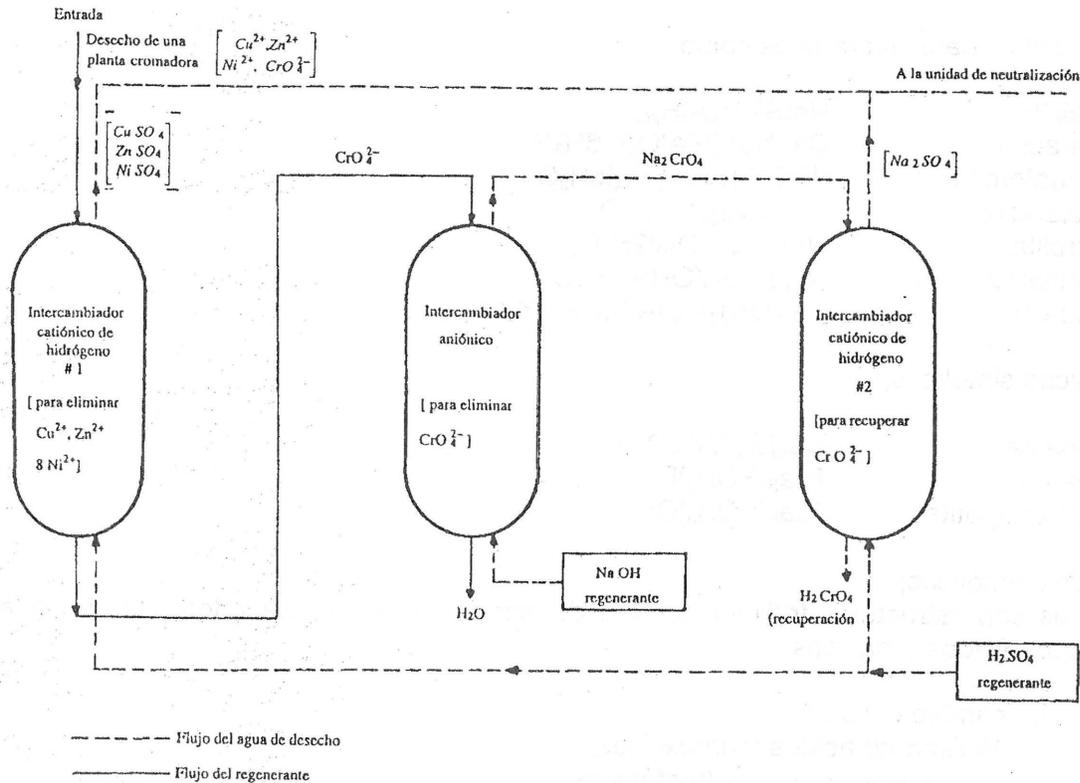


Fig. 10.9 Diagrama de flujo de un sistema de intercambio iónico

La desmineralización puede llevarse a cabo encolumnas separadas en serie o ambas resinas se pueden mezclar. La tasa de flujo típica utilizada es del orden de 12 a 24 m³/m²-h y con profundidades de lecho entre 0.75 a 2.0 m.

No todos los iones disueltos se remueven de igual manera, cada resina está caracterizada por una actividad determinada y algunos iones son eliminados sólo parcialmente. Algunos compuestos orgánicos encontrados en las aguas residuales pueden ligarse disminuyendo la eficiencia de las resinas.

Ultrafiltración

La ultrafiltración (UF) es una operación a presión que utiliza membranas porosas para la eliminación de material coloidal y disuelto. Estos sistemas se diferencian de la ósmosis inversa, ya que en este caso se aplican presiones relativamente bajas 150 lb/in^2 (1034 kN/m^2). La ultrafiltración se utiliza para eliminar material coloidal y moléculas grandes con pesos moleculares superiores a 5000. Se aplica para la eliminación de aceite de corrientes acuosas, de turbiedad y color coloidales. También se ha sugerido utilizar UF para la eliminación de fósforo.

Ósmosis inversa.

La ósmosis inversa es un proceso en el cual el agua es separada de las sales disueltas en la solución por filtrado a través de una membrana semipermeable bajo presiones mayores que la presión osmótica causada por las sales disueltas en el agua residual. Las presiones de operación varían entre la presión atmosférica y 1000 lb/in^2 (6900 KN/m^2).

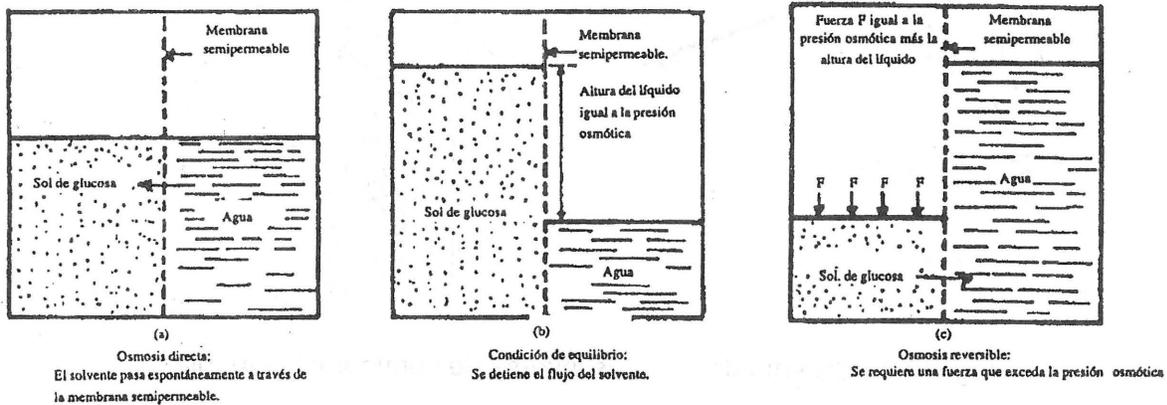


Fig. 10.10 Ilustración del principio de ósmosis

El principio de la ósmosis se ilustra con las figuras 10.10 a, b y c. En la figura a, se describe la ósmosis directa, donde el solvente fluye espontáneamente a través de la membrana semipermeable. La figura b ilustra la condición de equilibrio, en este caso el líquido fluye hasta que el flujo del solvente a través de la membrana iguala la presión osmótica y se detiene el flujo. En la figura c, sucede que la fuerza F excede la presión osmótica del compartimiento que contiene el agua contaminada hacia el compartimiento del agua pura, este fenómeno se denomina ósmosis inversa.

En el tratamiento de aguas residuales por ósmosis inversa, el influente contaminado se pone en contacto con una membrana adaptable a una presión que exceda a la presión osmótica de la solución. Bajo estas condiciones, el agua penetra en la membrana. Los contaminantes disueltos se concentran en el compartimiento del agua de desecho. Este concentrado, que corresponde a una pequeña cantidad del volumen total de agua residual a tratar, se desecha. El agua purificada se obtiene en el otro compartimiento.

En la práctica el proceso de ósmosis inversa se lleva a cabo en un sistema tubular. El flujo de aguas residuales a alta presión pasa a través de un tubo interno hecho de una membrana semipermeable y diseñado para operar a altas presiones. El agua purificada se obtiene en el tubo externo, el cual se encuentra a presión atmosférica y está hecho de material ordinario como se muestra en la figura 10.11

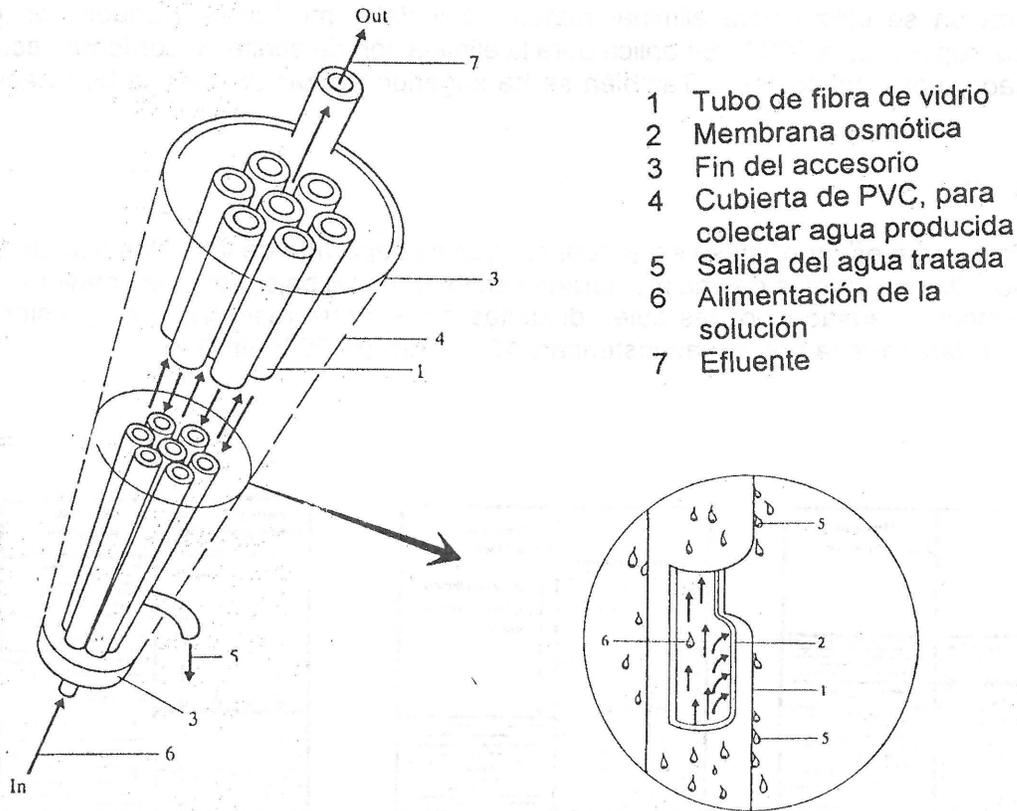


Fig. 10.11 Sistema de ósmosis inversa de configuración tubular

La ósmosis inversa se aplicó inicialmente en la desalinización del agua de mar. Se han hecho muchas investigaciones en plantas piloto sobre el uso de ósmosis reversible para separar ciertos contaminantes del agua residual, algunos de ellos como compuestos de nitrógeno y fósforo, de configuración tubular, cromatos y otros compuestos orgánicos que no se eliminan adecuadamente por otros procesos. En consecuencia el tratamiento convencional se complementa por ósmosis inversa con economía favorable.

Las investigaciones indican que, en principio, la ósmosis inversa se puede usar para obtener un efluente de cualquier grado de pureza deseado mientras que se mantenga una tasa de flujo razonable.

Muchos materiales naturales tienen características semipermeables. Algunas membranas de plantas y animales son buenos ejemplos. Se han empleado materiales como colodión, celofanes, vidrio poroso, vidrio finamente picado, precipitados orgánicos como ferrocianuro de cobre, zinc y fosfato de uranio. Todos ellos tienen defectos, como el permitir fugas, ser de corta duración, tener selectividad y poca reproducibilidad. Las membranas de acetato de celulosa (membranas AC) son las que han dado mejores resultados.

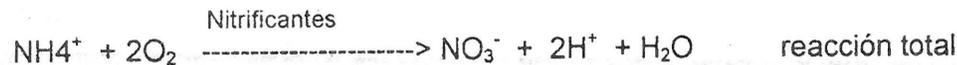
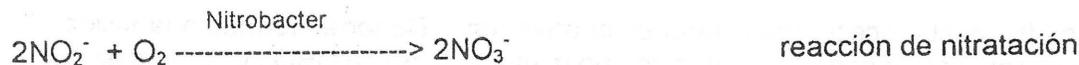
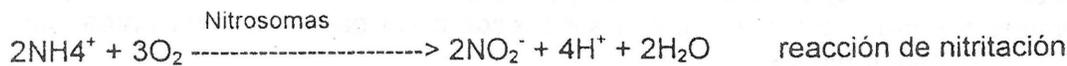
10.5 NITRIFICACION

Las principales especies químicas que contienen nitrógeno y que son importantes en el tratamiento de aguas residuales son el amoníaco, los compuestos orgánicos nitrogenados, los nitratos y los nitritos. El amoníaco existe en solución acuosa como amoníaco o como ión amonio. El nitrógeno total Kjeldahl (NTK), es el análisis empleado para determinar la concentración del nitrógeno orgánico y del amoníaco presentes en el agua residual. Para aguas municipales, las concentraciones típicas de NTK varían entre 15 y 50 mg/l.

Los inconvenientes por la descarga de efluentes conteniendo nitrógeno amoniacal son:

- 1) El amoníaco consume oxígeno de los cuerpos de agua receptores.
- 2) El amoníaco reacciona con el cloro para formar cloraminas, las cuales son menos efectivas que el cloro como desinfectante.
- 3) El amoníaco es tóxico para la vida acuática.

La nitrificación es el proceso mediante el cual a través de bacterias autótrofas, el nitrógeno amoniacal es oxidado a iones nitrato. Estas bacterias llamadas nitrificantes consisten en dos géneros Nitrosomonas y Nitrobacter. La oxidación del amoníaco se lleva a cabo en dos pasos:



En la reacción total se puede observar que existe un desprendimiento de iones H^+ , por lo que si la alcalinidad del sistema es insuficiente, el pH del medio va a decrecer. Es importante señalar que las bacterias nitrificantes son bastante sensibles a los cambios de pH. Cuando la alcalinidad es insuficiente, el sistema está limitado por carbono para los nitrificantes, por ello se debe agregar carbono en forma de carbonatos o bicarbonatos.

Los parámetros que afectan la nitrificación son:

- Oxígeno disuelto. Dado que la cinética depende de la concentración del O_2 , es importante que ésta se encuentre por arriba de 2 mg O_2 /l.
- Temperatura. La cinética de oxidación se ve severamente afectada por las variaciones de temperatura. La velocidad de oxidación aumenta si la temperatura aumenta.
- pH. Se ha observado que el pH afecta la tasa de crecimiento de las bacteria nitrificantes, situándose el óptimo entre 7.5 y 8.5. A bajos pH se produce el ácido nitroso libre y a altos pH se libera el NH_3 . Ambos compuestos son inhibidores.
- Inhibidores. Las bacterias nitrificantes son muy sensibles a numerosos inhibidores orgánicos y minerales.

- Relación DBO/NTK. Se ha comprobado que la fracción de organismos nitrificantes presentes en el licor mezclado está relacionada con el factor DBO/NTK. Para relaciones mayores a 5 la fracción de organismos nitrificantes decrece.

Aplicaciones

Existen dos técnicas de aplicación del proceso de nitrificación: el proceso a cultura fija y el proceso a biomasa suspendida. Suponiendo que el suministro de aire sea suficiente, en general, se puede asegurar la nitrificación a temperaturas moderadas en los sistemas convencionales de lodos activados. Este sería un proceso a bajas cargas orgánicas (0.5 kg DBO/kg SS-día) y con tiempos de retención celular mayores a los aplicados convencionalmente, es decir aproximadamente de 10 días.

La selección del proceso combinado de oxidación/nitrificación o un proceso con la etapa de nitrificación separada (Fig. 10.12) depende de la evaluación de las ventajas y desventajas de cada uno. La ventaja del proceso combinado es que la producción de lodos es minimizada. En el proceso separado las ventajas son las siguientes:

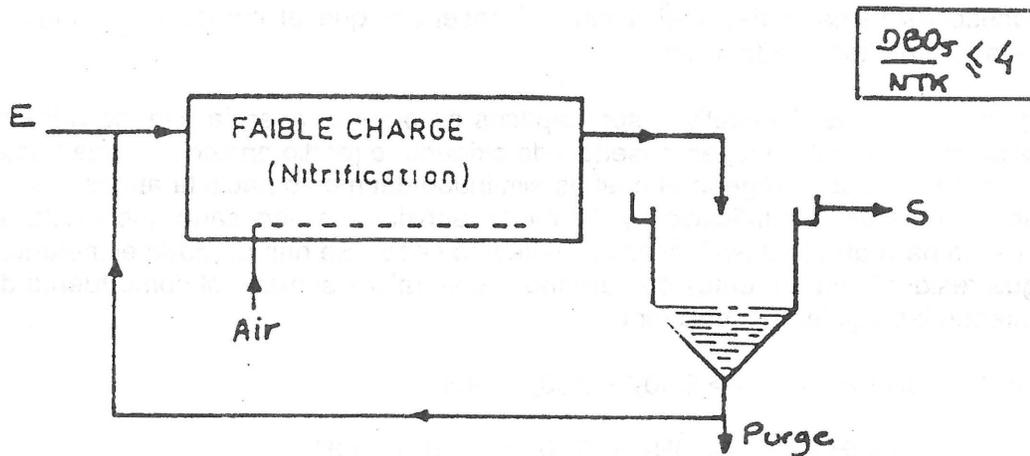
- 1) Mejor control y optimación de cada proceso
- 2) Se maximiza la eficiencia de eliminación del N
- 3) El proceso es menos dependiente de la temperatura
- 4) Los compuestos orgánicos que pueden ser tóxicos a las bacterias nitrificantes son eliminado en el primer tanque:

Para pequeños flujos el proceso combinado es el preferido. De todas formas a la salida de proceso es deseable contar con un efluente con no más de 15 mg de DBO/l y no más de 5 mg de NTK/l.

10.6 DESNITRIFICACION

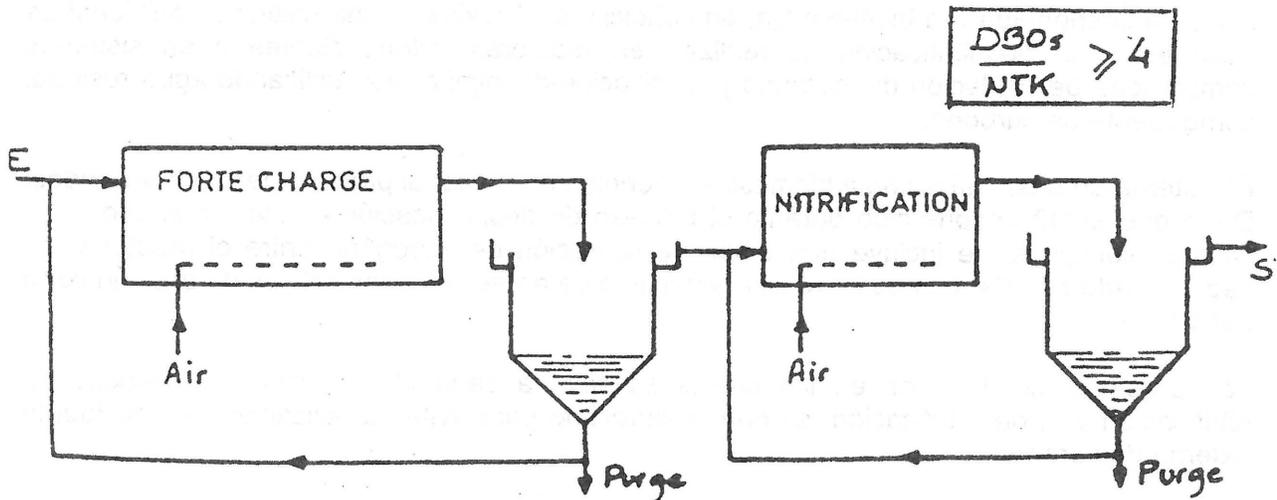
Aunque es preferible tener un efluente nitrificado a uno que contiene nitrógeno amoniacal, altas concentraciones de nitratos pueden estimular el crecimiento indeseable de plantas y por lo tanto contribuir al problema de la eutroficación. Un crecimiento abundante de la vegetación acuática reduce la calidad del agua ya que:

- 1) Se incrementa el costo de tratamiento del agua porque los filtros se colmatan más frecuentemente.
- 2) Aparecen olores y sabores
- 3) Se forman pigmentos coloreados
- 4) Se forman precursores de trihalometanos
- 5) Con altos contenidos de nitratos en el agua (mayores a 10 mg NO_3^- - N/l) se produce la methemoglobinemia infantil. (niños azules)
- 6) Existen fluctuaciones importantes de oxígeno en el cuerpo receptor.



Faible charge $C_m \ll 0,5 \text{ kg DBO}_5 / \text{kg MST. jav.}$
 Age de boue $\tau_b \approx 10 \text{ jours.}$
 Temps de passage $\theta \approx 6 \text{ à } 8 \text{ h (E.f. urbains)}$

Sistema Separado



Forte charge $1 \text{ à } 2 \text{ kg DBO}_5 / \text{kg MST. j}$
 Age de boue $\tau_b \approx 1-3 \text{ jours}$
 Temps de passage $\theta \approx 1-1,5 \text{ h}$

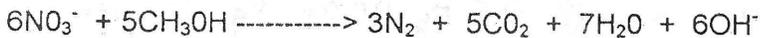
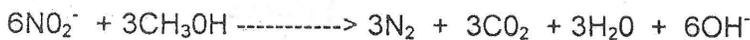
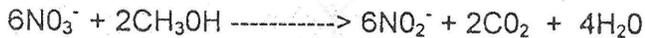
Faible charge $C_m = 0,2 \text{ kg DBO}_5 / \text{kg E}$
 Age de boue $\tau_b = 5-10 \text{ jours}$
 Temps de passage $\theta = 2,5-3 \text{ h}$

Sistema Combinado

Fig. 10.12 Sistemas de Nitrificación separado y combinado

Se puede emplear un tratamiento biológico para eliminar los nitratos del agua residual. Este proceso es llamado desnitrificación. Es esencial que el nitrógeno amoniacal haya sido oxidado a nitritos (nitrificación).

Algunas bacterias facultativas son capaces de obtener energía usando a los nitratos como aceptores de electrones, en ausencia de oxígeno, o medio anóxico. Estas bacterias reducen los nitratos a gas nitrógeno el cual es eliminado del medio hacia la atmósfera. Cabe señalar que además de la nitrificación y del medio anóxico, es necesario que exista una fuente de carbono para que la desnitrificación se lleve a cabo. Se han utilizado el metano, el etanol y el agua residual como fuentes de carbono. Si se utiliza el metanol como fuente de carbono se obtienen las siguientes reacciones:



La nitrificación biológica seguida de la desnitrificación es probablemente el método más ampliamente utilizado para la eliminación del nitrógeno del agua residual.

Aplicaciones

Al igual que la nitrificación, la desnitrificación se puede llevar a cabo en los procesos a biomasa suspendida o a biomasa fija, en condiciones anóxicas. Una distinción adicional se basa en si la desnitrificación se realiza en reactores independientes o en sistemas combinados de oxidación del carbono y nitrificación-desnitrificación utilizando agua residual como fuente de carbono.

El sistema de desnitrificación a biomasa suspendida es similar al proceso de lodos activados. Dado que el N_2 desprendido durante el proceso de desnitrificación se fija a menudo a los sólidos biológicos, se incluye una etapa de liberación del nitrógeno entre el reactor y los sedimentadores. Esta etapa se realiza por medio de aeración de los sólidos durante un corto periodo.

Los procesos combinados en los cuales se lleva a cabo la oxidación del carbono, la nitrificación y la desnitrificación, se han desarrollado para evitar la utilización de una fuente externa de carbono.

El proceso BARDENPHO utiliza agua residual urbana y la descomposición endógena de las bacterias como fuente externa de carbono. La tabla 10.6 presenta una comparación de los diferentes sistemas de desnitrificación.

Las variables que afectan al proceso de desnitrificación son:

- 1) Concentración del ión nitrato
- 2) Concentración del carbón
- 3) Temperatura. Si la temperatura es baja la velocidad del desnitrificación también lo es por lo que el volumen del reactor aumenta.

4) pH. El intervalo óptimo está entre 6.5 y 7.5.

10.7 ELIMINACION DEL FOSFORO

El agua residual doméstica y el agua de drenaje de zonas agrícolas son las principales fuentes de fósforo, el que como se ha dicho es el principal responsable del crecimiento de las plantas acuáticas y de la contribución a la eutroficación en general.

El fósforo en el agua residual puede presentarse en tres formas ortofosfato, polifosfato y fósforo inorgánico. En la mayoría de las aguas residuales el fósforo es eliminado por decantación primaria. Dado que no existe forma gaseosa del P, éste es eliminado por incorporación a una fase sólida. En los tratamientos biológicos convencionales es incorporado a la biomasa en exceso. Estos procesos presentan una eliminación muy baja de fósforo (del 2 al 3%). Así, alrededor de 10 a 15 mg P/l se encuentran en la salida del proceso (en Europa). Para prevenir la eutroficación es necesario que las concentraciones sean inferiores a 1 mg P/l.

La desfosfatación por adición de productos químicos.

Cuando se añaden sales de aluminio o hierro al agua residual bruta, éstas reaccionan con el ortofosfato soluble hasta producir un precipitado. Cuando se usa la cal, el calcio y el hidróxido reaccionan con el ortofosfato para formar hidroxapatita insoluble. El fósforo orgánico y el polifosfato se eliminan a través de reacciones más complejas y por adsorción en partículas del flóculo. El precipitado se elimina como lodos primarios. Existen tres esquemas de tratamiento: precipitación primaria, tratamiento terciario y precipitación simultánea en los lodos activados. Las principales ventajas y desventajas de cada uno de ellos se encuentran en la tabla 10.7.

Tabla 10.6 Comparación de sistemas de desnitrificación alternativos

Tipo de sistema	Ventaja	Inconvenientes
Crecimiento suspendido utilizando metanol después de una fase de nitrificación	Rápida desnitrificación: instalaciones de pequeño tamaño: estabilidad de funcionamiento, pocas limitaciones en las operaciones de la secuencia de tratamiento. Puede incorporarse fácilmente una etapa de oxidación del metanol en exceso; cada proceso puede optimizarse independientemente; es posible conseguir alto grado de eliminación de nitrógeno	Se requiere metanol, estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa, se precisa un mayor número de procesos unitarios para la nitrificación, desnitrificación que en sistemas combinados
Crecimiento de cultivo fijo (columna) utilizando metanol después de una fase de nitrificación	Rápida desnitrificación: se precisan instalaciones de pequeño tamaño; estabilidad de funcionamiento demostrada; estabilidad no vinculada al clarificador al estar los organismos fijados al medio; pocas limitaciones en las opciones de la secuencia de tratamiento; posible alto grado de eliminación de nitrógeno; cada proceso del sistema puede optimizarse por separado	Se requiere metanol, no es fácil incorporar el proceso de oxidación del metanol en exceso, se precisa un mayor número de procesos unitarios para la nitrificación - desnitrificación que en sistemas combinados
Oxidación del carbono-nitrificación combinados en un reactor de cultivo suspendido utilizando una fuente de carbón endógena	No se necesita metanol; se precisa un menor número de procesos unitarios	Tasas de desnitrificación muy bajas; se precisan instalaciones de gran tamaño, eliminación de nitrógeno menor que en el sistema basado en el metanol, estabilidad de funcionamiento al clarificador para el retorno de la biomasa. opciones de la secuencia de tratamiento limitada cuando se precisa eliminar tanto N como P, no existe protección de los nitrificantes contra los tóxicos, difícil de optimizar la nitrificación y desnitrificación independientemente.
Oxidación del carbón y nitrificación combinadas en reactor de crecimiento suspendido utilizando el agua residual como fuente de carbono	No se necesita metanol; se precisa menor número de procesos unitarios	Bajas tasas de desnitrificación; se precisan instalaciones de gran tamaño; menor eliminación de nitrógeno que en el sistema basado en el metanol; estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomas; tendencia a la formación de bulking del fango; opciones de la secuencia de tratamiento limitadas cuando se requiere la eliminación tanto de N como de P; no existe protección de los nitrificantes contra los tóxicos; difícil de optimizar la nitrificación y desnitrificación independientemente

Tabla 10.7 Ventajas y desventajas de la eliminación de fósforo en diversos puntos de una planta de tratamiento

Nivel de tratamiento	Ventajas	Desventajas
Primario	Aplicable a la mayoría de las plantas; eliminación superior de DBO y de sólidos suspendidos; mínimo trato de pérdidas de producto químico; posibilidad demostrada de recuperación de la cal	Mínima eficiencia del uso del metal del producto químico; pueden requerirse polímeros para la floculación; fango más difícil de deshidratar que el primario
Secundario	Mínimo coste; menores dosis de productos químicos que el primario; mejora de la estabilidad del fango activado; no se precisan polímeros	La sobredosis de metal puede causar la toxicidad a bajo pH; con aguas residuales de baja alcalinidad, puede ser necesario un sistema de control del pH; no puede utilizar la cal a causa del excesivo pH; sólidos inertes añadidos al líquido mezcla del fango activado, reduciendo el porcentaje de sólidos volátiles
Avanzado (terciario)	Mínimo fósforo en el efluente; máxima eficacia del uso del producto químico; recuperación de cal demostrada	Máximo costo de inversión; máxima pérdida de metal del producto químico

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA UNIDAD DE DESINFECCION A BASE DE CLORO

La unidad se compone de caseta de cloración y tanque de contacto de cloro.

Caseta de cloración.

Este lugar es ocupado por los tanques contenedores de cloro y el mismo clorador.

Contenedores de cloro.

Dichos contenedores comercialmente son de varios tipos y capacidades:

- cilindros de 50 a 70 kg. (100-150 lb.).
- Tanques de 908 kg. (2000 lb).
- Carros tanques de varias toneladas.

En estos recipientes el cloro se encuentra en estado líquido y gaseoso y se llenan con gas licuado a alta presión la cantidad de cloro líquido y gaseoso contenida en el recipiente varía de acuerdo con la temperatura.

Cuando se trabaja con la fase gaseosa, los dispositivos de salida de éstos contenedores operan mejor cuando se tiene una temperatura más baja que los sistemas de entrada del clorador. Se recomienda que la distancia entre el clorador y los tanques sea lo más corta posible.

Uno de los problemas de operación que se tiene en los conductos, es la relicuación del gas cloro, éste ocurre cuando el gas sale caliente del contenedor y fluye lentamente hasta el clorador y se enfría durante la noche, éste enfriamiento provoca que el gas se relicue. La frecuencia con que esto sucede depende de que tan fría se encuentre el área de almacenamiento, es por eso que se recomienda que los contenedores estén en un lugar cuya temperatura no sea menor de 10°C.

Clorador

Este aparato toma el cloro de los contenedores en estado gaseoso y lo mezcla con agua a presión para obtener una solución de cloro, esto sucede en el inyector, donde el gas ya medido es disuelto en el agua, la solución resultante se descarga en el punto de aplicación.

El agua que se mezcla con el gas cloro en el inyector es suministrado a presión por una bomba que por lo regular es una bomba centrífuga tipo turbina; la elección de la bomba depende del gradiente hidráulico existente desde la instalación del clorador hasta el punto de aplicación, de la capacidad del inyector y de las curvas de eficiencia del inyector que proporciona el fabricante. Es importante hacer constar que el cálculo de las tuberías se debe hacer de tal manera que trabajen al vacío.

Capacidad del clorador

La dosis para la desinfección del agua residual depende de la procedencia del efluente, en la tabla siguiente se muestran las dosis de cloro para cada proceso de tratamiento.

EFLUENTE	DOSIS mg/l
Agua residual cruda (precloración)	6-25
Agua residual con tratamiento preliminar y primario	5-20
Tratamiento de precipitación química	3-10
Agua residual con tratamiento completo:	
1) Filtros biológicos	3-10
2) Lodos activados	2-8
3) Lagunas de estabilización	5-10
Filtros de lechos mixtos mas lodos activados	1-5

Se da un intervalo de valores de las dosis ya que estas varían según las características del agua residual. Por ésta razón deben realizarse estudios de laboratorio para determinar la dosis óptima de cloro. En cualquier caso, cuando se especifique el contenido de cloro residual en el efluente o se limite el número final de bacterias coliformes, la cantidad de cloro a aplicar deberá determinarse experimentalmente, si ello es posible. Sin embargo, en ausencia de datos concretos, pueden usarse los valores de la tabla anterior como orientación para elegir el equipo de cloración.

Para este ejemplo se recomienda de 5 a 10 mg/l, por lo tanto para estar del lado de la seguridad se considerarán 10 mg/l.

La capacidad del clorador se calculará tomando en cuenta el gasto medio en este caso de 270 lps, por lo tanto la capacidad del clorador es de:

$$\text{Cl}_2/\text{día} = \text{Gasto [l/s]} \text{ Dosis [mg/l]} = 270 (10) = 2700 \text{ mg/s} = 233.28 \text{ kg/día}$$

En la siguiente tabla se muestran algunos modelos y capacidades máximas de cloradores de una marca comercial.

MODELOS DE CLORADORES COMERCIALES			
MODELOS MAXIMAS	Y	CAPACIDADES	ROTAMETROS CLORO EN KG/24 HRS.
V-2001	(45 kg/día de cloro)		1/4.5/0/20/45
V-2002	(90 " ")		4.5/9/20/45/90
V-2005	(225 " ")		4.5/9/20/45/90/180/225
V-2020	(900 " ")		20/45/225/450/900
V-2100	(4500 " ")		450/900/1800/2250/3600/4500

El clorador que se requiere para cubrir la capacidad calculada es el modelo V-2020 con rotámetro para 450 kg/día.

Contenedores de cloro

CARACTERISTICAS DE LOS CILINDROS DE CLORO

PESO DEL CONTENIDO		PESO SOLO		MAXIMO CLORO QUE SE PUEDA EXTRAER	
lb	kg	/ls	kg	lb/día	kg/día
100	50	73	33	26	11.7
150	75	90-130	50-59	40	18.2
2000	908	1500	680	400	182

Para definir las dimensiones de la caseta de cloración es necesario conocer el tipo y número de contenedores que se requieren para satisfacer la demanda promedio diaria de cloro.

Dada la capacidad calculada el contenedor que se empleará es el de 908 kg (2000 lb).

La cantidad máxima de cloro en estado gaseoso que se puede extraer de éstos tanques a la temperatura del área de almacenamiento es de 182 kg/día, por lo tanto se tendrán conectados dos tanques en forma simultanea. (para 233.28 lts/día)

Los cilindros que se utilizan se colocan sobre balanzas de plataforma, a nivel del suelo y la pérdida de peso se usa como un registro del consumo de cloro.

Para definir el área de almacenamiento es necesario conocer el número de tanques que servirán de reserva, éste está en función del tiempo de almacenamiento el cual depende de lo distante que se encuentre el proveedor del gas cloro, por lo regular el tiempo de almacenamiento es de 30 días.

Para conocer el número de tanques que se deben adquirir el CEPIS(OMS/OPS) recomienda la siguiente fórmula:

$$N = \frac{1.25 Q t}{C}$$

Q = Consumo de cloro kg/día

t = tiempo de almacenaje o traslado

C = capacidad del tanque

Con la fórmula anterior, además se puede establecer el espacio necesario para el almacenaje y la forma de hacerlo.

El Ing. Jorge Arboleda Valencia, recomienda que además se sume un coeficiente "k" que varía de 2 a 12, según el tamaño de la planta y el número de unidades vacías y en transporte, quedando entonces la fórmula en la siguiente forma:

$$N = \frac{1.25 Q t}{C} + K$$

Para éste caso, dado que el proveedor está en la ciudad de México el tiempo de almacenamiento será de 15 días, por lo que el número de tanques que se requieren se calcula de la siguiente manera:

$$\text{No. de tanques al mes} = \frac{15 \times \text{Consumo máximo de Cl}_2 \text{ al día}}{\text{Capacidad del tanque}} \times 1.25$$

El número de tanques que se necesitan son:

$$\text{No. de tanques al mes} = 1.25 \times \frac{15 \times 233.28}{908} = 4.82 \approx 5 \text{ tanques}$$

Tanque de contacto de cloro

Aquí se realiza el mezclado del agua residual que viene del tren de agua con la solución de cloro, con el fin de eliminar organismos patógenos remanentes. Para asegurar un mejor contacto del cloro con el agua a éstos tanques se les instala una serie de mamparas en la figura 10.2 se mostró una de varias formas de tanque de contacto con mamparas.

Para éste ejemplo, suponemos que por razones de espacio y funcionamiento conviene construir un tanque de contacto de cloro, el cual cubrirá la variación de gastos de todo el período de diseño.

Por lo general estos tanques se diseñan con tiempos de contacto de 15 a 30 min., para garantizar un buen mezclado durante todo el período de diseño el tiempo de contacto será de 15 min.

Por lo tanto el volumen del tanque es de:

$$\begin{aligned} \text{Volumen} &= \text{Gasto [m}^3/\text{s]} \times \text{tpo. de contacto [seg]} \\ &= 0.270 \times 900 = 243 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

El tirante puede ser de 1 a 2 m. en éste caso se utilizará un tirante de 1.70 m.

La forma del tanque es rectangular y tendrá una relación de largo (l) y ancho (b) de 2 a 1, por lo que el área es igual a:

$$\text{Area} = b \times l = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tirante}} = \frac{243}{1.7} = 142.9 \text{ m}^2$$

Conocido el valor del área, el ancho del tanque medirá:

$$b \times l = b \times 2b = 142.9$$

El ancho se ajustará a 8.5 m, y según la relación dada, el largo será de 17 m. Las dimensiones definitivas del tanque de contacto de cloro son:

$$b = \sqrt{\frac{142.9}{2}} = 8.45 \text{ m}$$

Ancho : 8.5 m.

Largo: 17 m

Tirante: 1.7 m.

Considerando 5 canales en el tanque, tenemos:

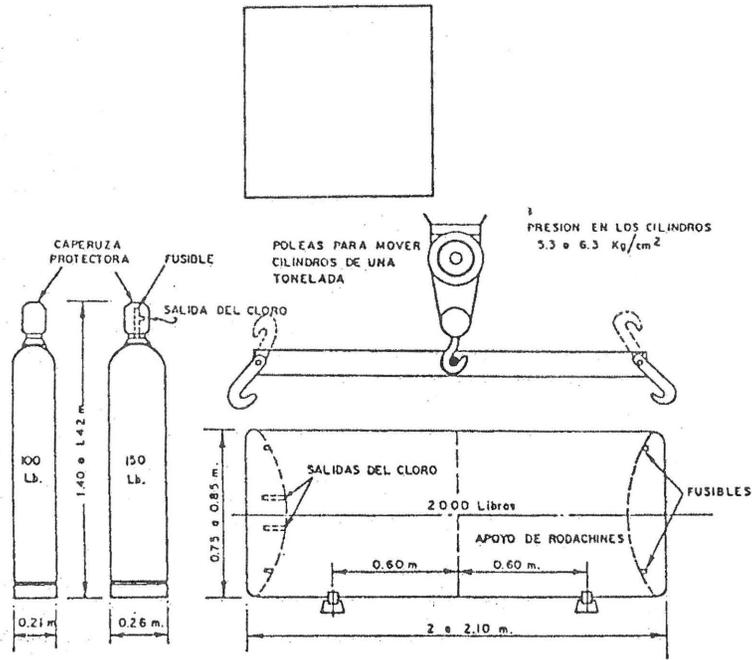
$$\frac{8}{5} = 1.7 \text{ m}$$

$L_t = \text{Longitud total} = 17 \times 5 = 85 \text{ m}$

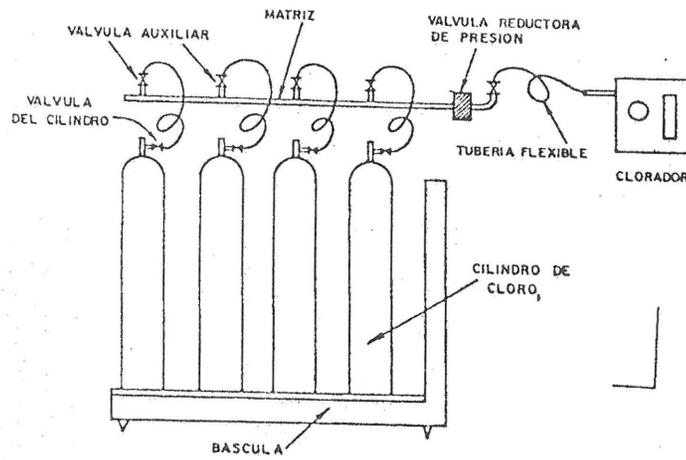
Relación L:W = 50:1

$$v = \frac{Q}{a} = \frac{0.270}{1.7 \times 1.7} = 0.0934$$

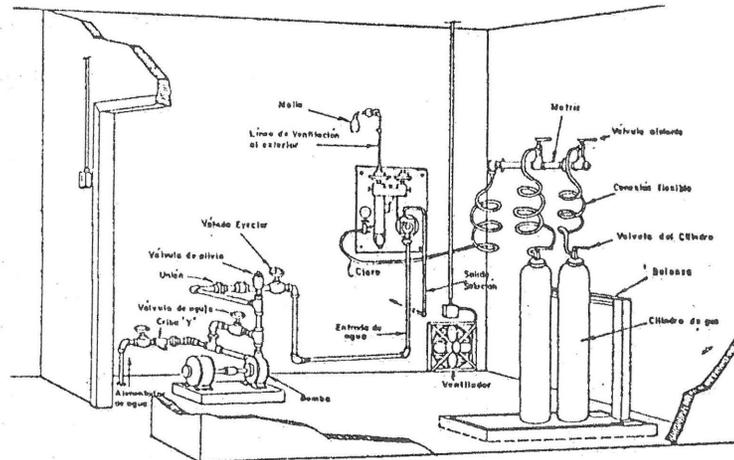
$$t = \frac{L_t}{v} = \frac{85}{0.0934} = 910 \text{ seg} = 15.16 \text{ min}$$



Tamaños de cilindros para cloro gaseoso



Sistema de conexión de cilindros de cloro (esquema)



Estación de cloración

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

11 TRATAMIENTO EN SISTEMAS NATURALES

- 11.1 TRATAMIENTO EN SUELO A BAJA VELOCIDAD
- 11.2 TRATAMIENTO EN SUELO, INFILTRACION RAPIDA
- 11.3 TRATAMIENTO EN SUELO, ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL
- 11.4 TRATAMIENTO EN AGUA, HUMEDALES (WETLANDS)
- 11.5 TRATAMIENTO EN AGUA, PLANTAS ACUATICAS

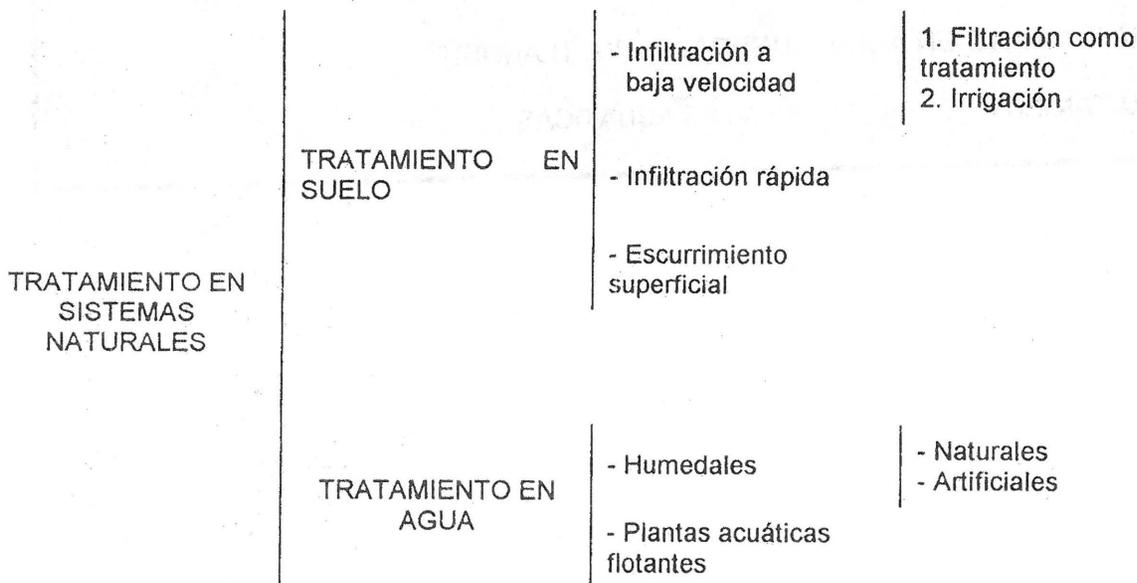
11 TRATAMIENTO EN SISTEMAS NATURALES

Desde que el ser humano apareció sobre la tierra, entre otros modos de disposición ha depositado y dispuesto las aguas residuales que producía en el suelo, al hacerlo observó que la disposición de desechos orgánicos en el terreno mejoraba las condiciones del mismo, actuando como abono de las tierras agrícolas. En la actualidad se ha intentado desarrollar tecnología para la disposición del agua residual al suelo y para contar con métodos que permitan controlar este sistema, ya que la disposición de las aguas residuales en los sistemas naturales del suelo se pueden considerar como alternativas de tratamiento que pueden ser tan eficaces como otros procesos mas modernos.

En el medio ambiente natural los procesos físicos, químicos y biológicos suceden cuando interactúan el agua, suelo, plantas, microorganismos y la atmósfera, el tratamiento en sistemas naturales se diseña para sacar ventaja de estos procesos; las plantas de tratamiento de aguas residuales aprovechan el conocimiento de los procesos físicos y biológicos que se presentan en los medios naturales tales como sedimentación, filtración, transferencia de gases, adsorción, intercambio iónico, precipitación química, oxidación química y procesos biológicos, pero son apoyadas por una serie compleja de equipos electrónicos que utilizan energía en forma intensiva lo que encarece su operación.

El término "tratamiento en sistemas naturales" generalmente se utiliza para describir los procesos que dependen principalmente de los componentes naturales mencionados anteriormente para lograr el tratamiento deseado, este tratamiento puede incluir bombas y tuberías para el transporte de los desechos líquidos, pero no dependerá en forma exclusiva de la energía externa para obtener el mejor tratamiento.

Los principales procesos de tratamiento de este tipo se muestran en el siguiente esquema



Características del tratamiento en sistemas naturales

La comparación de las características del sitio, características de diseño de los principales tipos de sistemas naturales se presentan en los cuadros 11.1 y 11.2

Cuadro 11.1 Comparación de las características de sitio para tratamiento en sistemas naturales

CARACTERÍSTICAS	BAJA VELOCIDAD	INFILTRACIÓN RÁPIDA	ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL	HUMEDALES (WETLANDS)	PLANTAS ACUÁTICAS FLOTANTES
Condiciones climáticas	Se requiere almacenamiento para el invierno y las lluvias	no influye (posible modificación de operaciones en invierno)	Se requiere almacenamiento para el invierno y las lluvias	se puede necesitar almacenamiento en invierno	se puede necesitar almacenamiento en invierno
Profundidad del nivel freático	2 a 3 pies mínimo	10 pies (se aceptan profundidades menores cuando se instala drenaje)	No es crítico	No es crítico	No es crítico
Pendiente	Menor del 15% en tierras cultivadas; menor de 40% en bosques	No es crítico: pendiente excesiva requiere mucho movimiento de tierras	Pendientes finales de 1-8%	Usualmente menor de 5%	Usualmente menor de 5%
Permeabilidad del suelo	Moderadamente lento a moderadamente rápido	Rápido (arena, mantillo de arena)	Lento (arcilla, cieno con barreras impermeables)	Lento a moderado	Lento a moderado

Cuadro 11.2 Comparación de características de diseño de las alternativas de tratamiento en sistemas naturales.

Características	Baja Velocidad		Infiltración Rápida	Esgurrimiento Superficial	Humedales (Wetlands)	Plantas acuáticas flotantes
	Tipo 1	Tipo 2				
Técnicas de aplicación	Aspersión o superficiales	Aspersión o superficie	Superficie generalmente	Aspersión o superficie	Aspersión o superficie	Superficie
Tasa anual de aplicación pies/año	5.6 - 200	2.0-6.7	20-300	24-186	18-60	18-60
Superficie requerida acres/mgal/d)	56-200	170-550	3.7-56	6-45	18-62	18-62
Tratamiento mínimo necesario previo a la aplicación	Sedimentación primaria	Sedimentación primaria	Sedimentación primaria	Cribado y desarenado	Sedimentación primaria	Sedimentación primaria
Eliminación del agua residual aplicada	Evapotranspiración y percolación	Evapotranspiración y percolación	Principalmente percolación	Esgurrimiento superficial evaporación y algo de percolación	Evapotranspiración, percolación y escorrenia	Algo de evapo transpiración
Necesidad de vegetación	Requerida	Requerida	Opcional	Requerida	Requerida	Requerida

Todos los tratamientos de este tipo esta precedidos por alguna forma de pretratamiento. Para las aguas residuales es necesario como mínimo cribado o sedimentación primaria cuando es necesario remover sólidos gruesos que puedan obstruir el sistema de distribución y conducir a condiciones molestas. La necesidad de tener un tratamiento previo a la aplicación mas allá de un nivel mínimo dependerá de los objetivos del sistema y los requerimientos legales. La capacidad de los sistemas naturales es finita, por lo que deben ser designados y manejados en función y dentro de su capacidad.

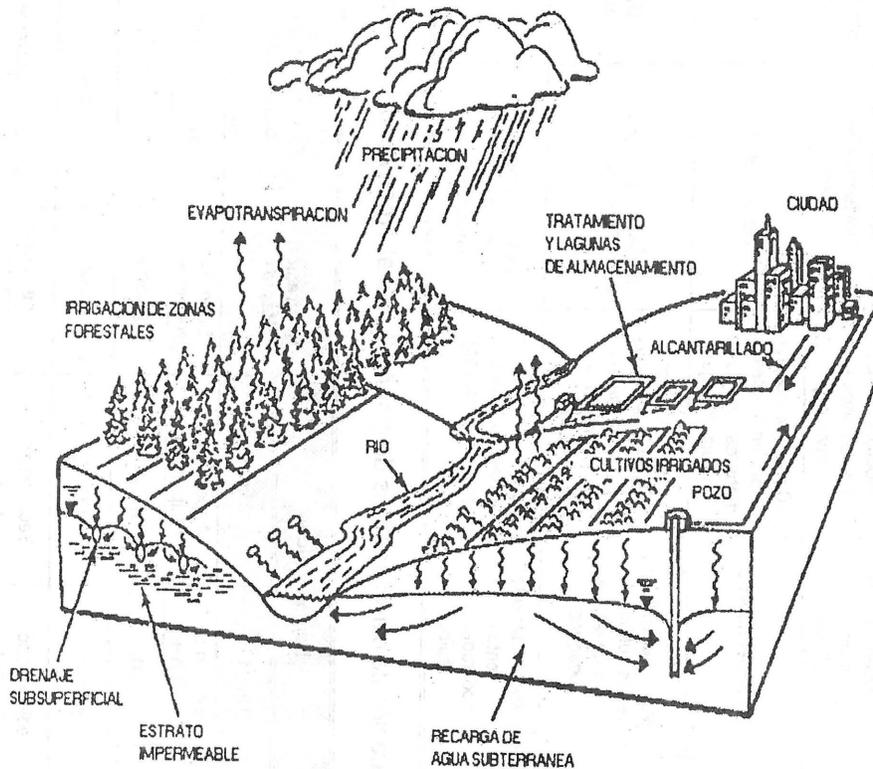


Fig. 11.1 Aplicación de aguas residuales en suelo

11.1 BAJA VELOCIDAD

Este tipo de tratamiento es el que predomina actualmente, incluye la aplicación de aguas residuales a tierras con vegetación para obtener tratamiento y para cubrir las necesidades de crecimiento de la vegetación. El agua aplicada, también se consume a través de la evapotranspiración o la percolación vertical y horizontal a través del perfil del suelo (Fig. 11.1). Cualquier escurrimiento superficial es recolectado y vuelto a aplicar al sistema. El tratamiento ocurre cuando el agua aplicada percola a través del perfil del suelo. En muchos casos el agua percolada pasará al nivel freático, pero en algunos casos el agua percolada puede ser interceptada por las aguas naturales o recuperada

mediante drenajes subterráneos o pozos de recuperación. La velocidad a la cual se aplica el agua en la tierra por unidad de área (carga hidráulica) y la selección y el manejo de la vegetación son función de los objetivos planteados para el sistema y las condiciones del sitio.

Los sistemas de baja velocidad se clasifican en tipo 1 y tipo 2 dependiendo de los objetivos. Se considera tipo 1 cuando el principal objetivo es el tratamiento de las aguas residuales y la velocidad de la carga hidráulica no es debida a las necesidades de agua de la vegetación, sino que es limitado por los parámetros de diseño como la permeabilidad del suelo o la carga que contiene. Se le llama tipo 2 cuando el objetivo es el reuso del agua es para el cultivo o irrigación para cultivo ornamental o bosques.

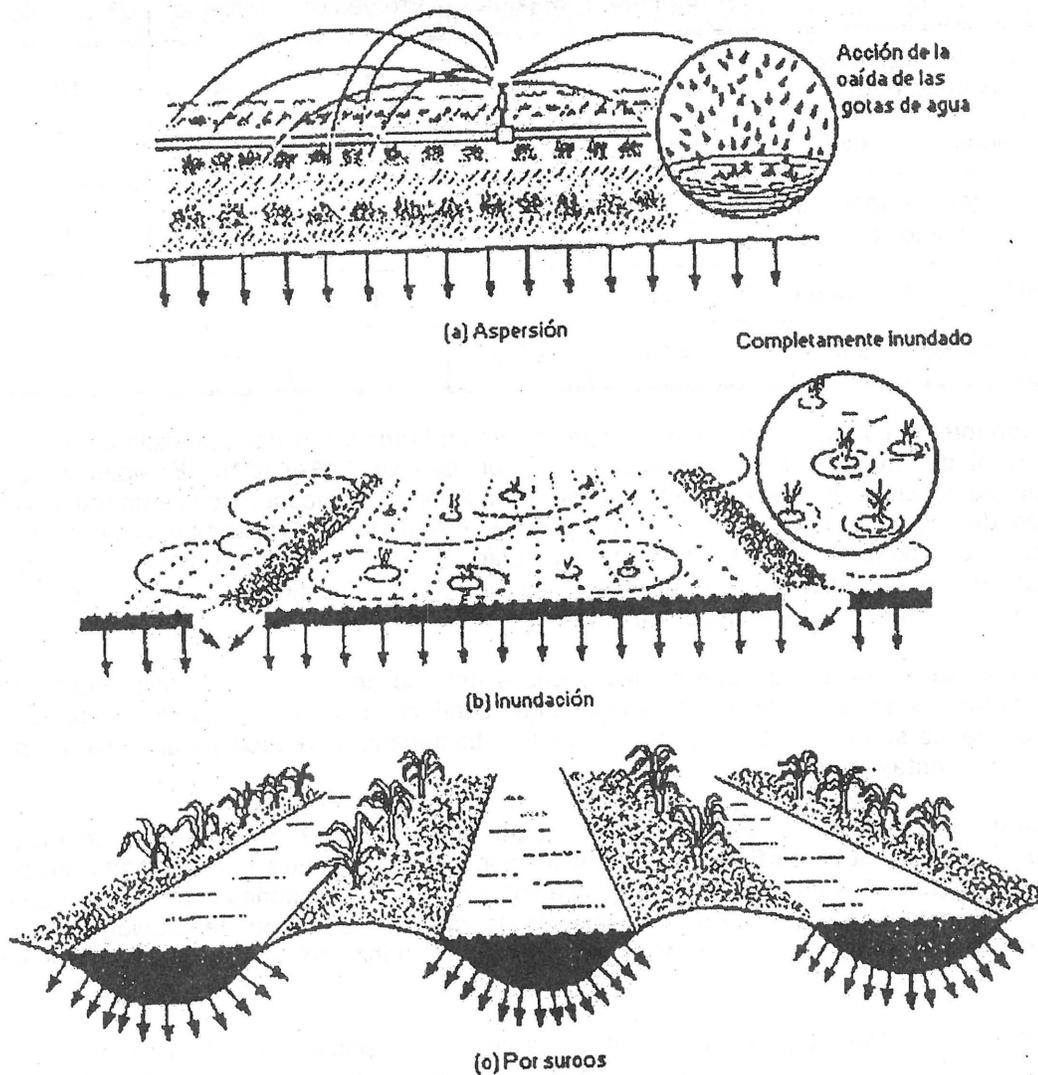


Fig. 11.2 Tratamiento en suelo, baja velocidad: a) aspersión, b) inundación y c) por surcos

El agua residual se puede aplicar al cultivo o vegetación por una variedad de métodos de rociado, o por técnicas superficiales como bordos y surcos (Fig. 11.2) Se usan ciclos intermitentes de aplicación generalmente cada 4 a 10 días, para mantener condiciones predominantes aerobias en el perfil del suelo. Las relativamente bajas velocidades de aplicación combinado con la presencia de vegetación y el ecosistema activo del suelo permite que este sistema tenga el mas alto potencial de tratamiento de todos los sistemas de tratamiento naturales como se muestra en el cuadro 11.3

Cuadro 11.3 Comparación de la calidad esperada en el efluente de agua tratada en sistemas naturales con base en el suelo.

COMPONENTE	VALORES EN mg/lit					
	Baja Velocidad		Infiltración rápida		Escurrimiento superficial	
	Promedio	Máximo	Promedio	Máximo	Promedio	Máximo
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	<2	<5	2	<5	10	<15
Sólidos suspendidos	<1	<5	2	<5	15	<25
Nitrógeno amoniacal como N	<0.5	<2	0.5	<2	1	<3
Nitrógeno total como N	3	<8	10	<20	5	<8
Fósforo total como P	<0.1	<0.3	1	<5	4	<6

Una variante de este proceso y que se experimenta en Francia consiste en adicionar al suelo una capa superficial de arena, a esta tecnología le llaman GEODEPURACION. El principio base de esta tecnología consiste en explotar la intensa actividad biológica y fisicoquímica de un macizo de arena. El campo de experimentación fue una planta piloto instalada en Orléans-La Source, que recurre al proceso de geodepuración por infiltración controlada (GEOPIC). Dimensionada para tratar las aguas negras de una población de 100 habitantes, la estación está constituida por cuatro cuencas, cada una rellena con 1.50 m de arena lavada sacada de un río cercano.

Cada día, se envía a cada una de las cuencas una ola de 40 cm de aguas negras pretratadas y decantadas. Gracias a la acción del oxígeno que contiene la arena, las materias orgánicas se oxidan. Los resultados son convincentes, ya que la carga bacteriana se reduce y disminuye en por lo menos 30 % el porcentaje de nitratos.

Numerosos sitios costeros son susceptibles de ser utilizados como estaciones de depuración. Con el uso de Sólo 1 m de superficie de tratamiento por habitante (contra los 10 m que utiliza el proceso clásico de lagunas), este método es aplicable sobre todo a las pequeñas comunidades de menos de 2 000 habitantes. Aunque el costo de instalación de una estación de geodepuración es casi igual al de una instalación tradicional (entre 190 y 230 dólares por habitante), los gastos de mantenimiento son menores.

Por último, este sistema puede adaptarse a los flujos de la población en lugares donde el turismo se halla más desarrollado, poniendo a funcionar todas las "cuencas" en temporada alta y sólo una parte en temporada baja. El agua tratada por geodepuración podría ser recuperada y ser reutilizada, especialmente para el riego de cultivos.

Cuadro 11.4

DATOS DE PROYECTO TÍPICOS PARA SISTEMAS DE APLICACION SUPERFICIAL		
CARACTERÍSTICA	VALOR O DESCRIPCION	
	Intervalo	Valor típico
SISTEMA DE SURCOS		
Topografía ¹	Desde terrenos prácticamente planos hasta pendientes ligeras	
Dimensiones		
Longitud del surco (m)	183-427	
Espacio entre surcos (cm) ²	51-102	
Aplicación ³		
Tipo de tubo		Aluminio perforado
Longitud del tubo (m)	24.4-30.5	
Períodos de descanso de la aplicación	Hasta de 6 semanas	De 7 a 14 días
SISTEMA POR INUNDACION		
Dimensiones de los bordos ⁴		
Ancho de los bordos (m)	6.1-30.5	12.2-18.3
Pendientes (%)	0.2-0.4	
Longitud de los bordos (m)	183-427	
Método de distribución ⁵	Canales o zanjas revestidas de concreto, tubería enterrada o superficial de aluminio perforada	
Período de descanso de la aplicación	Hasta 6 semanas	De 7 a 14 días
Tasa de aplicación por metro de ancho de bordo ⁶		
Arcilla (l/m.s)	2-4	
Arcilla (l/m.s)	10-15	

¹ Los terrenos relativamente planos son ampliamente utilizados en el riego por surcos que se trazan siguiendo la pendiente o si el terreno tiene una pendiente ligera los surcos se trazan a lo largo de las curvas de nivel.

² De acuerdo con el cultivo se determina el espacio entre surcos.

³ Se recomiendan tramos cortos de tubería, buscando con ello tener diámetros menores de los tubos y disminuir las pérdidas de carga. Las tuberías de alimentación pueden colocarse un poco más elevadas para dar una carga hidráulica de 0.9 a 1.2 m para lograr una distribución uniforme.

⁴ Las dimensiones de los bordos dependen del tipo de cultivo, de suelo y de la pendiente.

⁵ La distribución del agua residual para riego se lleva a cabo mediante un canal o zanja revestida con concreto, con compuertas en sus extremos, con tuberías enterradas como tubos de salida que conducen el agua a cada parcela en particular o con tuberías de aluminio perforada.

⁶ Las tasas de aplicación varían dependiendo del tipo de suelo.

Cuadro 11.5

DATOS DE PROYECTO PARA SISTEMAS DE ASPERSION FIJOS		
Características	Valor o descripción	
	Intervalo	Valor típico
Espaciamiento entre aspersores (m) (Rectangular, cuadrado o triangular) Tasa de aplicación (cm/hora) ¹	De 12.2 por 18.3 a 30.5 por 30.5 0.25-2.5 o mayores	De 18.3 por 24.4 a 24.4 por 30.5 0.4-0.6
Boquillas de los aspersores		
Tamaño de los orificios o aberturas (cm) Descarga por las boquillas (l/s) Presión de descarga (kN/m ²) Sistemas de control ³	0.64-2.54 0.25-6.3 200-700 Automático, manual, Semiautomático	0.5-1.6 350-400 Automático
Tubos de salida ⁴		
Tipo Altura (m)	Tubo galvanizado o de PVC	0.915-1.22

¹ Expresión para el cálculo de la tasa de aplicación:

$$\text{Tasa de aplicación (cm/hr)} = \frac{360 \text{ l/s (por aspersor)}}{\text{Superficie (m}^2\text{)}}$$

² Son recomendables los aspersores con una sola boquilla, pues es más difícil que ésta se obstruya.

³ El control puede efectuarse mediante válvulas de funcionamiento hidráulico o eléctrico.

⁴ La altura debe ser tal que permita extraer el cultivo, el dato que se presenta en el cuadro es para la hierba. Debe estar bien sujeto al tubo de salida para que las vibraciones de los aspersores de impacto no los dañen.

Cuadro 11.6

VALORES TÍPICOS PARA EL PROYECTO DE SISTEMAS DE ASPERSIÓN MÓVILES CON PIVOTE CENTRAL	
Característica	Valor o descripción
	Intervalo típico
Tamaño	
Longitud lateral (m) Superficie de riego por unidad (ha)	180-425 14-55
Propulsión	
Tipo de transmisión Duración de un giro	Hidráulica o eléctrica De 8 horas a 1 semana
Primaria (presión con que se despide el agua por el aspersor)	
En la boquilla (kN/m ²) En el pivote (kN/m ²) Topografía	350-450 550-650 Los sistemas pueden funcionar correctamente hasta en terrenos ondulados y hasta con pendientes de 15-20%

Fuente; Metcalf y Eddy. Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España, 1985

Cuadro 11.7

FACTORES Y CRITERIOS DE ELECCION DEL SITIO EN QUE SE EFECTUARA EL RIEGO CON AGUAS RESIDUALES	
FACTOR	CRITERIO
SUELO	
Tipo	De preferencia suelos de tipo margoso, siendo aceptables suelos arenosos y arcillosos
Drenabilidad	Recomendable un suelo bien drenado
Espesor	Se recomienda un espesor relativamente uniforme de 1.5 m a 1.8 m o mayor, para todo el terreno de cultivo
AGUA SUBTERRANEA	
Distancia hasta la capa freática	Al menos 1.5 m. En caso de ser necesario puede utilizarse drenaje para tener esta distancia
Control del agua subterránea	Se requerirá para recargar el agua subterránea en casos en que el nivel de aguas freáticas se encuentre por debajo de 3.1 m de la superficie.
Movimiento del agua subterránea	Debe determinarse la velocidad y la dirección del movimiento
Pendientes	Hasta del 20% con o sin terrazas
Aislamiento	Es recomendable que el emplazamiento se encuentre retirado de la población. La distancia dependerá de las características del agua residual, del método de aplicación y del tipo de cultivo
Distancia de la fuente de agua residual	Deberá determinarse aplicando criterios económicos
Formaciones subterráneas	Resulta recomendable obtener mapas y estudiar las formaciones del subsuelo, para determinar si se pueden contaminar los acuíferos al infiltrarse y/o percolarse el agua residual aplicada

11.2 INFILTRACION RAPIDA

En este sistema, las aguas residuales que han recibido algún tratamiento previo a su aplicación, se aplican en un horario intermitente una infiltración superficial en depósitos separados como se muestra en la figura 11.3. También se han practicado aguas residuales por aspersión a alta velocidad. Generalmente no se provee de vegetación a los depósitos de infiltración, pero si es necesaria cuando se aplica la aspersión. Las pérdidas por evaporación son una pequeña fracción del agua aplicada, debido a que las velocidades de aplicación son relativamente altas, por lo que la mayoría del agua aplicada percola a través del perfil del suelo. Los objetivos de diseño para estos sistemas incluyen: 1. Tratamiento seguido por una recarga de acuíferos para aumentar los abastecimientos de agua o para prevenir intrusión salina. 2.- Tratamiento seguido de recolección utilizando subdrenajes o extraído por bombeo.- 3.- Tratamiento seguido por un flujo del acuífero y descarga en la superficie. El tratamiento

potencial de los sistemas de infiltración rápida es algo menor que los de baja velocidad, porque la pequeña capacidad de retención de los suelos permeables y la relativamente alta carga hidráulica (cuadro 11.3).

La aplicación de las aguas residuales a los estanques se realiza de manera intermitente, es decir, proporcionando etapas de descanso para el terreno. El período de aplicación del influente depende de las características del suelo y de la tasa de aplicación de las aguas residuales y puede estar en un rango de pocas horas hasta varias semanas. Durante los períodos de no aplicación del agua debe permitirse el drenado del suelo con lo que ocurre la entrada de aire, evitando que en él se presente un estado anaerobio. Este sistema puede ser utilizado cuando se dispone de terrenos con la extensión y características convenientes. El efluente que se obtiene es de buena calidad y puede dársele reuso agrícola, industrial, municipal y en la recarga de acuíferos. ver cuadros.

Criterios de diseño

El diseño de un sistema de tratamiento por infiltración rápida involucra elementos tales como los objetivos del mismo, las características que debe tener el terreno, el nivel de tratamiento previo que se requiere, las cargas de aplicación y las condiciones climatológicas.

Para el proyecto de un sistema de tratamiento por infiltración rápida se pueden utilizar los valores de los parámetros de diseño que muestra el cuadro 11.8

Cuadro 11.8

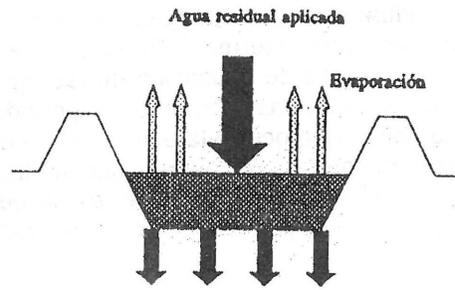
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE INFILTRACION RAPIDA	
Parámetro	Valor típico
Carga Orgánica*	2.2 a 11.2 g DBO/día-m ²
Períodos de aplicación	9 horas a 2 semanas
Períodos de drenado	15 horas a 2 semanas
Número mínimo de estanques de infiltración	2
Altura de bordos	1.2
Profundidad de drenes subterráneos	1.8 m o más.

*Esta restricción en la carga orgánica disminuye el rango de aplicación de carga hidráulica a un intervalo de 0.02 a 0.08 m³/día-m, equivalentes a requerimientos de área de 1080 a 4320 m² por cada l/s de gasto medio. En caso de tratarse de efluentes secundarios, la limitación de carga orgánica resulta de requerimientos de terreno de 200 a 400 m² por cada l/s de gasto medio.

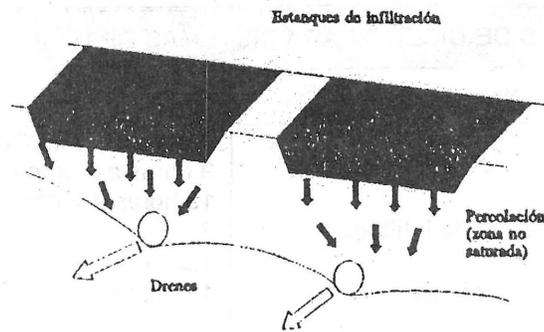
Fuente: CNA. Manual para la selección de sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos.

Resulta indispensable que la aplicación se realice por etapas, es decir, de manera intermitente; esto ayuda a conservar las cargas de proyecto y que el suelo pueda renovar sus características y propiedades que propician la depuración de las aguas residuales que hayan sido dispuestas en él. Durante un período de entre 5 y 20 días debe darse reposo al suelo evitando aplicar aguas negras en él; gracias a ello se logra la aereación del suelo mediante la penetración del oxígeno en las partículas del suelo con lo que se mantiene el estado aerobio. Cuando se alcanza el secado de la superficie tiene lugar la descomposición de la materia orgánica y el proceso de nitrificación. Estos procesos a su vez ayudan a mantener las condiciones de infiltración aceptables en el suelo; por ejemplo: la capa de materia orgánica que obstruye el flujo del agua a través del suelo es removida al ocurrir su descomposición; la nitrificación permite la liberación de puntos de adsorción de amonio en los suelos de tipo arcilloso y en los humus.

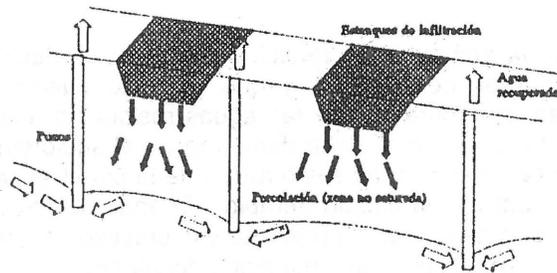
Fig. 11.3 Procesos principales en los sistemas de infiltración rápida



Percolación
CIRCULACION HIDRAULICA



RECUPERACION DEL AGUA RENOVADA
POR DRENAJE



RECUPERACION DEL AGUA RENOVADA POR POZOS

Una vez que haya transcurrido el tiempo en que se da descanso al terreno e inicie nuevamente la aplicación del agua residual hasta inundar el emplazamiento, el nitrato se lixivia hasta que se establezcan condiciones anaerobias y tenga lugar la desnitrificación.

Comúnmente, las tasas de aplicación fluctúan en un intervalo de 6 a 120 m/año. En el cuadro 11.9 se muestran valores de las cargas hidráulicas comunes en sistemas de infiltración rápida, tomando como ejemplos algunos sistemas ubicados en los Estados Unidos de América.

Cuadro 11.9

TASAS DE APLICACION COMUNES Y DIFERENTES TIPOS DE SUELOS EN SISTEMAS DE INFILTRACION RAPIDA			
Ubicación del emplazamiento	Carga hidráulica (m/año)	Tipo de suelo	Nivel de tratamiento previo del efluente
Whitier Narrows (Los Angeles, California)	127	Arena	Secundario
Flushing Meadows, Arizona	110	Arena	Secundario
Santee, California	81	Grava	Secundario
Lake George, Nueva York	43	Arena	Secundario
Calumet, Michigan	34	Arena	Sin tratamiento
Ft. Devens, Massachusets	29	Arena y grava	Primario
Hemet, California	33	Arena	Secundario
Westby, Wisconsin	11	Marga limosa	Secundario

Carga Orgánica. La concentración de materia orgánica que se tenga en el influente aplicado, determinará las condiciones aerobias o anaerobias que se presenten en el suelo. Puede ejercerse un control de dichos estados por medio de ciclos de aplicación intermitentes; es decir que, durante las etapas en que no se aplica agua residual al terreno, el aire penetra en el suelo con lo que se proporciona oxígeno a los microorganismos que intervienen en la descomposición de la materia orgánica. Algunos ejemplos de cargas orgánicas de aplicación en sistemas de infiltración rápida en los Estados Unidos de América se muestran en el Cuadro 11.10

Cuadro 11.10

VALORES TÍPICOS DE CARGAS ORGÁNICAS PARA SISTEMAS DE INFILTRACIÓN RÁPIDA		
Tipo de influente y ubicación del sistema	Carga orgánica (Kg de DBO ₅ /ha-día)	Relación entre el tiempo de descanso o secado del terreno y período de aplicación
Agua residual producida por industrias alimenticias		
Leicester, Nueva York	560	5:1
Delhi, Nueva York	270	3:1
Sumter, Carolina del Sur	120	2:1
Agua residual municipal		
Santee, California	64	1:1
Flushing Meadows, Arizona	50	1:1
Whittier Narrows, California	22	1.6:1
Lake George, Nueva York	21	13:1
Westby, Wisconsin	10	1:1

Fuente: Metcalf y Eddy. Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España, 1985

Carga de nitrógeno. La desnitrificación constituye el principal proceso de remoción del nitrógeno en los sistemas de infiltración; cuando se trata de sistemas con altas tasas de aplicación, no es sólo el procedimiento de eliminación más significativo, sino que es el único que ocurre.

La degradación de este elemento puede verse notablemente incrementada si se aplica periódicamente el agua residual en los suelos y se deja una etapa de descanso o reposo para ellos, teniendo entonces condiciones aerobias y anaerobias de acuerdo con el ciclo de aplicación y reposo que se ejecute. Con ello es factible obtener eficiencias hasta del 80% en la degradación del nitrógeno con el efecto conjunto de la desnitrificación y la adsorción de amoníaco durante la etapa de aplicación e inundación.

Cargas de otros componentes. Debido a que en los sistemas de infiltración rápida se disponen elevadas cargas hidráulicas, resulta factible el que se presenten concentraciones significativas de elementos tales como fósforo, metales pesados y sales solubles; sodio, cloruros y sulfatos. La capacidad de retención de los tipos de suelos empleados en sistemas de infiltración rápida es baja para asimilar sales solubles, pero resulta elevada para metales pesados y fósforo. También resulta limitada la remoción de sodios, cloruros y sulfatos.

11.3 ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

Los sistemas de escurrimiento superficial, también conocidos como sistemas de circulación superficial en lámina, se caracterizan porque el agua residual es aplicada en la parte superior de terrenos inclinados o terrazas dispuestas para éste fin; tales terrenos son poco permeables y generalmente cuentan con una cubierta vegetal. Se permite el escurrimiento del agua residual a través del terreno y se recolecta por medio de canales o zanjas.

La remoción de los contaminantes tiene lugar gracias efecto combinado de procesos físicos, químicos y biológicos que ocurren en la lámina de agua que se encuentra en contacto con el suelo, la vegetación y los microorganismos. Los principales mecanismos de remoción que ocurren en este tipo de sistemas son: la filtración simple del agua, la nitrificación biológica, adsorción de nutrientes por las plantas; inactivación de microorganismos patógenos por la luz solar, intercambios iónicos con el suelo y bioxidación.

Cuadro 11.11

PERIODOS DE APLICACION EN SISTEMAS DE INFILTRACION RAPIDA				
Localización y/ estación del año	Objetivo de la disposición	Tiempo aplicación de	Período descarga de	Tipo de terreno
Calumet, Michigan	Obtener mayores tasas de infiltración	1 a 2 días	7-14 días	Arena, sin limpiar
Flushing Meadows, Arizona				
Infiltración máxima	Aumentar la capacidad de adsorción de amoníaco	2 días	5 días	Arena con una capa vegetal
Verano	Elevar la eliminación de nitrógeno	2 semanas	10 días	Arena con una capa vegetal
Invierno	Elevar la eliminación de nitrógeno	2 semanas	20 días	Arena con una capa vegetal
Fort Devens, Massachusetts	Maximizar las tasas de infiltración	2 días	14 días	Hierba sin limpieza
	Maximizar la eliminación de nitrógeno	7 días	14 días	Hierba sin limpieza
Lake George, Nueva York				
Verano	Aumentar las tasas de infiltración	9 horas	4-5 días	Arena sin impurezas
Invierno	Aumentar las tasas de infiltración	9 horas	5-10 días	Arena sin impurezas
Tel Aviv, Israel	Elevar la renovación del agua residual aplicada	5-6 días	10-12 días	Arena
Vineland, Nueva Jersey	Maximizar las tasas de infiltración	1-2 días	7-10 días	Arena con sólidos ⁽²⁾
Whittier Narrows, California	Maximizar las tasas de infiltración	9 horas	15 horas	Gravilla
Westby, Wisconsin	Aumentar al máximo las tasas de infiltración	2 semanas	2 semanas	Con hierba

(1) Limpiar el terreno consiste en eliminar físicamente los sólidos suspendidos

(2) En la superficie del suelo ocurre la mezcla de las partículas de éste y de los sólidos

Fuente: Metcalf y Eddy. Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España. 1985.

Cuadro 11.12

CARACTERÍSTICAS DEL PROCESO DE INFILTRACION RAPIDA Y CALIDAD DEL EFLUENTE	
Característica	Valores típicos
Disposición del agua residual	Superficial, por anegamiento del terreno
Tasa anual de aplicación (m/año)	6 a 171
Requerimientos de área (m ² por l/s)	185 a 5 174
Tasa semanal de aplicación (cm/semana)	10 a 305
Tratamiento previo mínimo recomendado	Sedimentación primaria
Destino final del agua tratada	Recuperación con drenes o percolación al acuífero
Requerimientos de cubierta vegetal	Opcional
Pendiente del terreno	No es un factor crítico; pendientes muy grandes requieren de mayor de tierras para construcción de bordos
Permeabilidad del suelo	Alta (arenas o limos arenosos)
Profundidad del nivel de aguas freáticas	Al menos de 3 m. Se pueden aceptar menores profundidades si se cuenta con drenes subterráneos
Calidad del efluente	Percolación de efluente primario o secundario a través de 4.5 m de suelo
DBO (mg/l)	Promedio: 2 Máxima: 5
SST (mg/l)	Promedio: 2 Máxima: 5
N-NH ₃	Promedio: 0.5 Máxima: 2
NTK	Promedio: 10 Máxima: 20
P	Promedio: 1 Máxima: 5

Fuente; CNA. Manual para la Selección de sistemas alternativos de tratamiento de las aguas residuales y lodos producidos. México, 1989.

La técnica del escurrimiento sobre el terreno no es un simple sistema de vertido sino que implica la recolección una vez que el agua ha fluido a través del suelo; es aplicable a suelos poco permeables y puede utilizarse como un proceso de tratamiento terciario, cuando su objetivo es mejorar la calidad de los efluentes tratados hasta un nivel secundario.

El terreno debe cubrirse con árboles o plantas (como henos de forrajes) con la finalidad de disminuir el riesgo de erosión y ayudar a la eliminación de nutrientes; la percolación que se puede producir es por lo general, poco significativa debido a la naturaleza impermeable del terreno seleccionado. Es necesario efectuar la preparación del terreno pues se precisa nivelarlo e igualarlo, con el fin de evitar la formación de pequeños canales y de puntos bajos que interfieran en el escurrimiento del agua a través de las terrazas.

El agua residual suele aplicarse mediante boquillas rociadoras u otros sistemas de aplicación que la distribuyen sobre la superficie del terreno. La pendiente del terreno depende de la carga hidráulica aplicada, siendo el tiempo de retención un factor importante para lograr un tratamiento completo; la

velocidad de circulación debe ser baja para evitar la erosión. La pendiente no puede ser muy reducida, pues esto puede ocasionar que se desarrollen condiciones anaerobias, si ocurre el almacenamiento del agua. Pueden aplicarse hasta 175 mm/semana y con etapas de descanso de 16 a 18 horas por cada 6 a 8 horas de funcionamiento.

Es recomendable que el agua residual dispuesta sobre las terrazas recorra al menos una distancia de 90 metros, para que a lo largo de este trayecto ocurra el tratamiento; sin embargo tal longitud dependerá de las características del agua vertida, de las propiedades del terreno, de la cubierta vegetal y de los microorganismos presentes en el suelo. En la figura 11.4 puede observarse las principales características de los sistemas de aplicación superficial.

El principal objetivo del riego por escurrimiento superficial en lámina es el tratamiento del agua residual aplicada sobre las terrazas. Un objetivo secundario es la producción agrícola; entre los cultivos recomendados se encuentran forrajes, cultivos perennes, tolerantes a altas humedades en el suelo y con raíces profundas.

Criterios de aplicación

La disposición del agua residual debe cumplir con los siguientes puntos:

- Evitar encharcamientos en el suelo ya que pueden provocar condiciones insalubres.
- Impedir que se presenten condiciones anaerobias en el agua

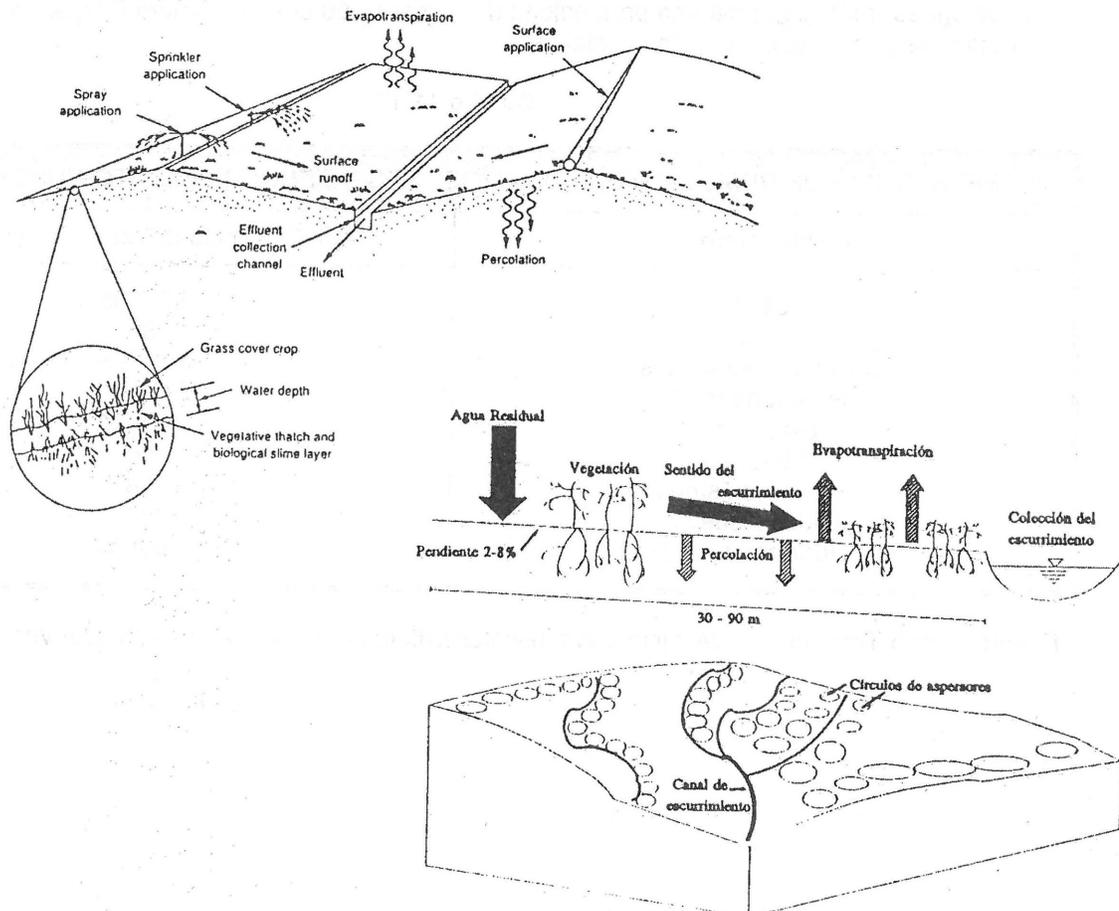


Fig. 11.4 Sistemas de escurrimiento superficial

c) Mantener o conservar la humedad suficiente para que sobrevivan los microorganismos en la superficie del suelo.

La aplicación del agua puede efectuarse mediante canales abiertos con compuertas o tuberías con válvulas u orificios. En algunos casos, de acuerdo con la geometría del sistema, puede requerirse construir planchas de concreto o mampostería con estructuras de disipación de energía del agua y a su vez como un medio de distribución de la misma sobre el terreno.

Generalmente el agua recorre distancias entre 30 y 60 m. pero son recomendables recorridos al menos de 90 m. por lo explicado anteriormente, el empleo de terrazas es común en terrenos extensos. La determinación de la pendiente adecuada del terreno debe ser estudiada cuidadosamente, dado que si es muy pequeña puede provocar encharcamientos y si es muy grande, ocasiona erosión.

Para este tipo de sistemas son útiles suelos con baja permeabilidad, como pueden ser arcillas y limos arcillosos. Las pendientes pueden considerarse en rangos de 2 a 8% y se debe contar con superficies suficientemente lisas para permitir el escurrimiento del agua residual. En caso de utilizarse pendientes mayores al 8%, pueden ocurrir: problemas de erosión; ser necesarias longitudes mayores para lograr la depuración esperada y presentar dificultades al utilizar maquinaria para la labranza. Es recomendable sembrar pasto en el terreno, para que en él puedan subsistir los microorganismos que llevan a cabo la degradación de la materia orgánica presente en el agua residual aplicada; debe preverse la construcción de obras para desalojar las excedencias, como puede ser una canal de demasías.

Debido a la baja permeabilidad de los suelos utilizados en este tipo de sistemas, el peligro de la contaminación de las aguas subterráneas es reducido, pero a pesar de esto, es recomendable que el nivel de aguas freáticas tenga una profundidad de al menos 60 cm; de manera tal que no se encuentre saturada la región de las raíces de las plantas.

Cuadro 11.13

EFICIENCIAS DE REMOCION EN LOS PROCESOS DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL	
Parámetro	Eficiencia de remoción (%)
DBO	80 a 95
DQO	80
Sólidos suspendidos	80 a 95
Nitrógeno total	70 a 90
Fósforo total	40 a 80
Metales	50
Microorganismos	98
Sólidos disueltos	30
Coliformes fecales	90 a 99

Fuente: "Land Treatment of Municipal Wastewater Effluents". G. Mor an Powell, Denver, U.S.A., 1975

Cuadro 11.14

SISTEMAS DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL CARACTERÍSTICAS DEL PROCESO Y CALIDAD DEL INFLUENTE	
Técnica de aplicación del agua residual	Mediante aspersión o de manera superficial con el uso de canales con compuertas, tuberías con orificios o con válvulas
Tasa anual de aplicación (m/año)	3.1-21.4
Necesidades de área (M ² por l/s)	1 478 a 10 164
Tasa semanal de aplicación (cm/semana)	Efluente secundario: 15.24 a 40.64
Carga hidráulica Requerimientos de terreno	3.3 a 9.8 m/año 3200 a 9240 m ² por l/s
Carga orgánica Requerimientos de terreno	0.56 a 5.6 g de DBO ₅ por m ² /día, para influente con 150 mg/l de DBO ₅ De 2300 a 23000 m ² por cada l/s de gasto medio
Tratamiento previo mínimo recomendado	Pretratamiento (cribado y desarenación)
Destino final del agua tratada	Escorrimento superficial, evapotranspiración, percolación al acuífero y captación del agua tratada en zanjas de recolección
Cubierta vegetal	Es necesaria su existencia
Pendiente del suelo o de las terrazas (bancales)	2 a 8%
Permeabilidad del suelo	Baja, menor a 0.5 cm/año
Profundidad del nivel de aguas freáticas	No es un factor de importancia para este tipo de sistemas
Calidad del efluente, para un escurrimiento de aguas municipales con pretratamiento a lo largo de una distancia de 45 m de terreno	
DBO ⁵	Promedio: 10 mg/l Máxima: 15 mg/l
SST	Promedio: 10 mg/l Máxima: 20 mg/l
N-NH ₃	Promedio: 0.8 mg/l Máxima: 2 mg/l
NTK (Nitrógeno total Kjeldhal)	Promedio: 3 mg/l Máxima: 5 mg/l
P	Promedio: 4 mg/l Máxima: 6 mg/l
Régimen hidráulico de aplicación	6 a 8 horas de aplicación y 16 a 18 horas de descanso, de 5 a 6 días por semana
Recuperación del agua en canales colectores	40 a 80% del agua aplicada, dependiendo de la temperatura, humedad relativa, velocidad del viento y tipo de cultivos

Fuente: CNA. Manual para la selección de sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos. México, 1989.

11.4 HUMEDALES (WETLANDS)

Las ciénegas o pantanos son áreas de tierra inundadas, con profundidades típicas menores de 60 centímetros que apoyan el crecimiento de plantas "emergentes", tales como el tule, espadaña, carrizo y junco (ver fig. 11.5). La vegetación provee la superficie para la formación de una película de bacterias, ayuda en la filtración y adsorción de los componentes de las aguas residuales, transferencia de oxígeno en la columna de agua y controla el crecimiento de algas al restringir la penetración de la luz solar. Además de las ciénegas naturales, también se crean artificiales, ambas se han sido usadas para el tratamiento de las aguas residuales, sin embargo el uso de ciénegas naturales es limitado generalmente al pulido o al tratamiento secundario o tratamiento avanzado del efluente.

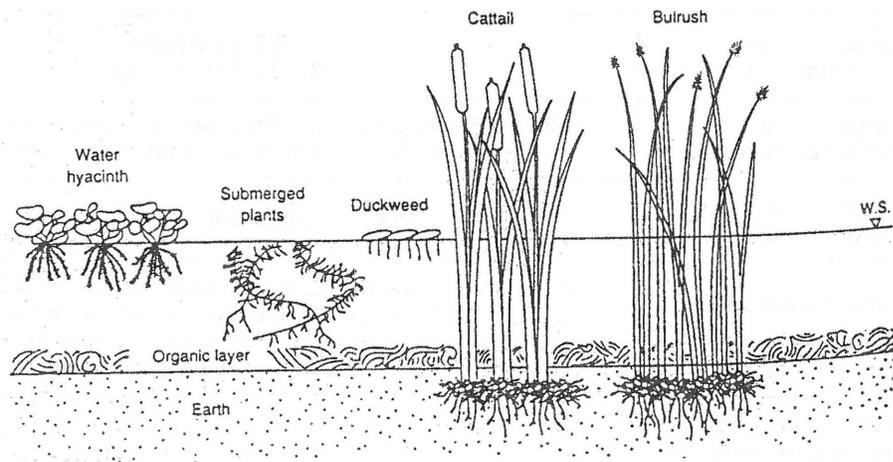


Fig. 11.5 Plantas acuáticas comunes

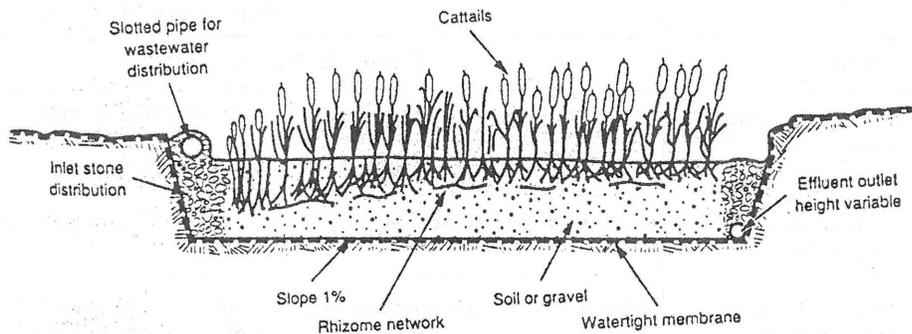


Fig. 11.6 Sección de un sistema de flujo subsuperficial

Humedales artificiales, ofrecen todas las capacidades de tratamiento de las ciénegas naturales, pero sin las limitaciones asociadas con las descargas a los ecosistemas naturales. Se han desarrollado la construcción de dos tipos de sistemas de ciénegas artificiales para el tratamiento de las aguas residuales: 1.- Sistemas de superficie libre (FWS) y 2.- Sistemas de flujo subsuperficial (SFS). Cuando se usan para dar un nivel de tratamiento secundario, o niveles avanzados de tratamiento, FWS consisten en depósitos paralelos o canales con un suelo de fondo relativamente impermeable o barreras subsuperficiales, vegetación emergente y superficial con profundidades de 0.1 a 0.6 metros. El agua residual tratada previamente, se aplica normalmente en forma continua a estos sistemas, y el tratamiento ocurre cuando el agua fluye lentamente a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente. Los sistemas de superficie libre (FWS) también pueden diseñarse para crear nuevos hábitats de especies silvestres o aumentar las ciénegas naturales cercanas existentes. Semejantes sistemas normalmente incluyen una combinación de vegetación y áreas abiertas de agua e islas con vegetación apropiada para proveer aves acuáticas con hábitats para procreación. Los sistemas de flujo subsuperficial, se diseñan con el objetivo de tratamiento a nivel secundario o avanzado, a estos sistemas también se les llama "zona de raíces", biofiltro horizontal o "filtros roca-carrizo", y consisten en canales o zanjas con fondo relativamente impermeables rellenos con arena o grava para soportar la vegetación emergente (ver figura 11.6.).

Biofiltro Horizontal (SFS)

Consiste en un filtro biológico de grava o arena, sembrado con plantas del pantano y atravesado de forma horizontal con aguas residuales pretratadas.

Las bacterias, responsables para la degradación de la materia orgánica, utilizan la superficie del substrato para la formación de una película bacteriana y de ésta manera una población bastante estable que no puede ser arrastrada hacia la salida, como sucede en las lagunas de oxidación.

El tratamiento biológico en un Biofiltro Horizontal, debe ser del tipo facultativo, lo que significa que en el cuerpo del filtro hay microzonas sin y con oxígeno. Las aguas residuales crudas tienen una concentración de oxígeno disuelto entre 0.8 y 1.2 mg/l, y las aguas que pasaron por un tratamiento anaeróbico son completamente libres de oxígeno. Esto conlleva a la necesidad de agregar oxígeno al agua, ya sea de forma artificial o natural, con el fin de establecer una población de bacterias aeróbicas que no solamente puedan contribuir de esta manera con la descomposición de la materia orgánica, sino también en la nitrificación del nitrógeno amoniacal al nitrato.

La oxigenación natural a través de algas, en un Biofiltro Horizontal, no es posible debido a la ausencia de la luz solar. Por lo tanto, la única manera de suministrar el oxígeno al Biofiltro Horizontal es a través de las raíces de plantas de pantano. Estas plantas poseen un tejido celular que permite el paso del aire de la atmósfera al subsuelo, formándose alrededor de las raíces una población de bacterias aerobias.

La planta más famosa y utilizada en Biofiltros a nivel mundial, es la *Phragmites australis*, que según los científicos es capaz de introducir entre 5 y 12 mg de oxígeno por m² por día. Los rizomas bien desarrollados de ésta planta pueden llegar hasta una profundidad de 1.5 metros después de dos o tres años. Otra de las muchas ventajas en el uso de plantas de pantano, es su gran tamaño y superficie de hojas que permite una evaporación considerable del agua extraída del subsuelo, se han reportado Biofiltros, construidos en zonas muy secas del África, que debido a la alta evaporación ya no tenían efluente, lo que puede ser una desventaja, cuando hay necesidad de agua para riego agrícola, pero por otro lado contribuye en el cambio del microclima alrededor de la planta.

Ventajas del biofiltro, comparandolo con las lagunas de estabilización.

1. El costo de operación por persona según cálculos preliminares está por debajo de los costos para lagunas de estabilización, debido a las siguientes razones:
 - Ahorro de las colectoras costosas que conducen las aguas afuera de la ciudades; el Biofiltro no requiere de una distancia mínima a la población.
 - Menor volumen de excavación, no se necesita revestimiento de concreto en los taludes.
 - El área de terreno por persona para el tratamiento biológico de las aguas residuales domésticas, es menor de 1.6 m²; para las lagunas de oxidación se calcula con 2 – 2.5 m².
2. El espejo del agua está 10 cm por debajo de la superficie de la grava ⇒ no hay acceso para los mosquitos, que pueden transmitir enfermedades y no hay generación de malos olores.
3. Ausencia de algas en el efluente ⇒ mayor remoción de materia orgánica (DBO, DQO).
4. El proceso de tratamiento no requiere sol para la producción de oxígeno ⇒ igual eficiencia de purificación en verano e invierno.
5. Fijación del fósforo en el lecho filtrante y fijación del nitrógeno en las hojas de las plantas.
6. La remoción de los gérmenes patógenos, utilizando la misma carga superficial, es mejor que en las lagunas de oxidación.
7. Menos necesidad de mantenimiento que en las lagunas de estabilización.
8. El lodo removido del tanque de sedimentación que se utiliza como pretratamiento, se puede vender como abono orgánico.
9. Utilizando Zacate Taiwan como planta, se puede vender cada dos meses como pasto de corte para ganado vacuno.

Tabla 11.15 Criterios de diseño para ciénegas artificiales

Parámetros	Unidad	Tipo de sistema	
		Sistema de superficie libre (FWS)	Sistema de flujo subsuperficial (SFS)
- Tiempo de retención hidráulica	día	4-15	4-15
Profundidad del agua	pies	0.3-2.0	1.0-2.5
DBO ₅ tasa de carga	lb/acres . día	<60	<60
Tasa de carga hidráulica	Mgal/acre.día	0.015-0.050	0.015-0.050
Area específica	Acre/Mgal/día	67-20	67-20

11.5 PLANTAS ACUATICAS FLOTANTES (FWS)

El sistema de plantas acuáticas es similar conceptualmente a las ciénegas con sistemas de superficie libre, excepto que las plantas son especies flotantes como el lirio, menufary otra maleza (ver figura 11.5). La profundidad del agua es semejante a la profundidad de las ciénegas variando entre 0.5 y 1.8 metros. Se ha utilizado aereación suplementaria con el sistema de plantas flotantes para incrementar su capacidad de tratamiento y para mantener las condiciones aerobias necesarias para el control biológico de mosquitos. Ambos sistemas de lirio y menufar se han utilizado para remover algas de los efluentes de lagunas y lagunas de estabilización. El sistema de lirio se ha utilizado para proveer niveles de tratamiento secundario y terciario. La carga hidráulica anual y el área específica requerida par este sistema es similar a los de las ciénegas (ver tabla 11.16).

Tabla 11.16 Criterios de diseño y calidad esperada del efluente del sistema de plantas flotantes

Parámetros	Tipo de sistema de tratamiento de lirio		
	Secundario aerobio (sin aerear)	Secundario aerobico (aereado)	Remoción de nutrientes aerobio (sin aerear)
Agua residual del influente	Cribada sedimentada	Cribada sedimentada	Secundario
DBO ₅ influyente mg/lit	130-180	130-180	30
Carga DBO ₅ lb/acre.día	40-80	150-300	10-40
Profundidad agua, pies	1.5-3	3-4	2-3
Tiempo de retención días	10-36	4-8	6-18
Carga hidráulica Mga/acre.día	0.02-0.06	0.10-0.30	0.04-0.16
Temperatura del agua °C	>10	>10	>10
Calendario de cosechas	Anual a estacional	Dos veces al mes a continuamente	Dos veces al mes a continuamente

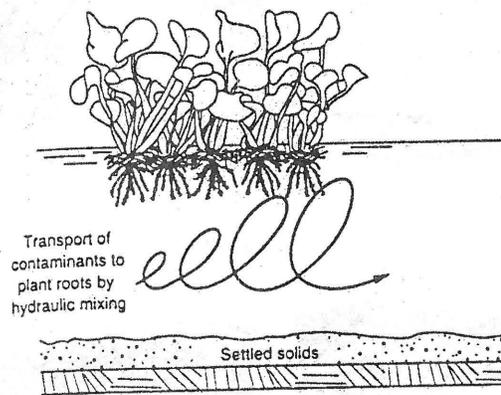


Fig. 11.7 Esquema del transporte de las aguas residuales para tratarse en la zona de raíz del lirio

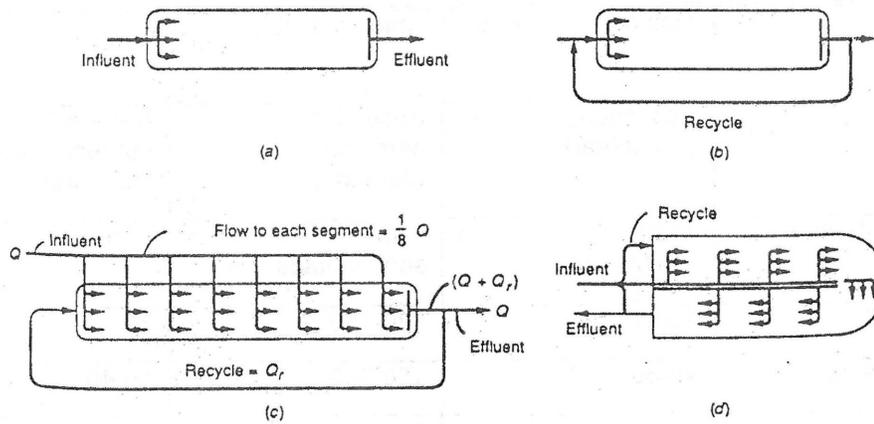
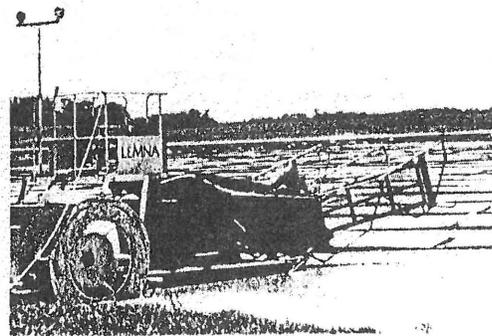
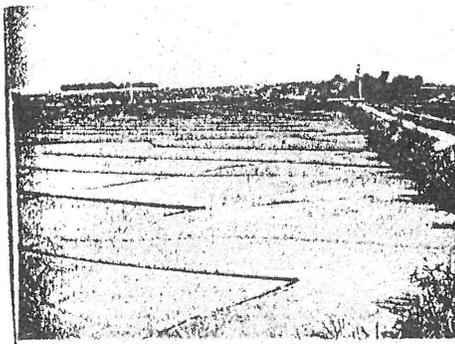
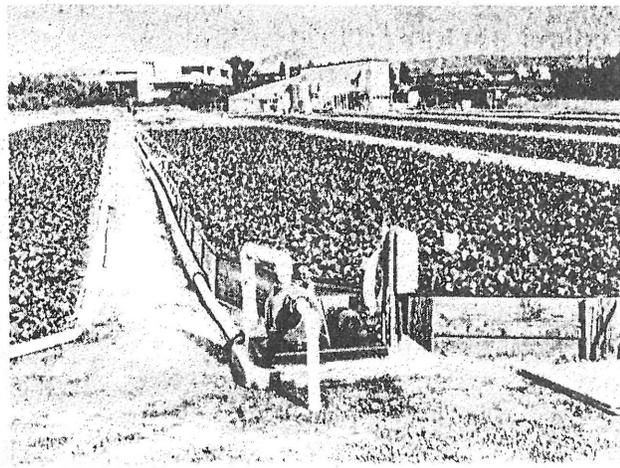
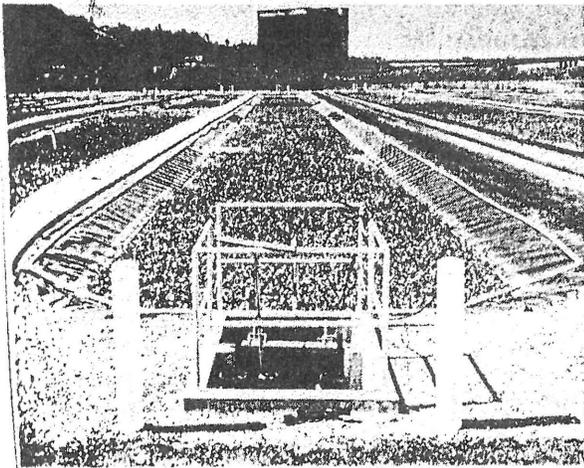


Fig. 11.8 Alternativas de flujo en depósitos de lirio: a) flujo pistón, b) flujo pistón con recirculación, c) alimentación por etapas con recirculación y d) alimentación por etapas con recirculación en estanque.



TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CAPITULO 12 TRATAMIENTO DE LODOS

- 12.1 GENERALIDADES
- 12.2 CARACTERISTICAS FISICOQUÍMICAS Y MICROBIOLÓGICAS DE LOS LODOS
- 12.3 TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE LOS LODOS
- 12.4 CONCENTRACION
- 12.5 DIGESTION
- 12.6 ACONDICIONAMIENTO DE LOS LODOS
- 12.7 DESHIDRATACION Y SECADO
- 12.8 INCINERACION
- 12.9 DISPOSICION DE LODOS Y CENIZAS

12.1 GENERALIDADES

El lodo residual es un subproducto del tratamiento de las aguas residuales. Este generalmente contiene de un 93 a un 99.5% de agua, así como sólidos y sustancias disueltas que están presentes en el agua residual y que fueron adicionados o generados por un proceso de tratamiento. Generalmente estos sólidos residuales deben tratarse para su uso o disposición.

Las características del lodo dependen tanto de la composición inicial del agua residual, como de los sistemas usados para el tratamiento del agua residual y el lodo. Diferentes procesos de tratamiento generan diferentes tipos y volúmenes de lodo. En una planta en particular, las características del lodo producido pueden variar anualmente, estacionalmente o diariamente debido a las variaciones tanto de la composición del agua residual como de los procesos de tratamiento. Esta variación es particularmente grande en sistemas de tratamiento de aguas residuales que reciben una gran cantidad de descargas industriales.

Las características del lodo afectan la viabilidad para las opciones de su uso y disposición. Así, cuando se evalúan las alternativas de uso o disposición, se debe determinar primeramente la cantidad y características del lodo y el rango de variaciones en sus características.

Dependiendo del lugar donde se generan los lodos dentro de la planta de tratamiento se pueden clasificar en: primarios, secundarios y terciarios, como muestra la Fig. 1, en donde se esquematiza la generación de los lodos residuales de acuerdo a la clasificación anterior, los tratamientos más utilizados y los sistemas para su uso y disposición.

Lodos primarios. Son lodos generados durante el tratamiento primario del agua residual, que remueve sólidos que se sedimentan fácilmente.

El lodo primario contiene de 3 a un 7% de sólidos; generalmente este contenido de agua puede ser reducido por deshidratado o desaguado. Este tratamiento es esencialmente de tipo físico.

Lodos secundarios. También llamado "lodo biológicamente procesado" es generado por un tratamiento biológico. En este tratamiento los microorganismos degradan el contenido de materia orgánica que se encuentra suspendida o disuelta en el agua. Al final del proceso se obtienen como productos finales bióxido de carbono y agua. Este proceso incluye los sistemas de lodos activados y sistemas de película fija como los filtros percoladores y biodiscos.

El lodo secundario, debido a su bajo contenido de sólidos (0.5 a 2%) es más difícil de deshidratar que el primario.

Lodos terciarios. Es producido por sistemas avanzados de tratamiento, tales como precipitación química o filtración. Las características del lodo terciario dependen de los procesos de tratamiento anteriores. Los lodos químicos resultan de procesos de tratamiento con químicos, tales como cal, polímeros orgánicos y sales de hierro y aluminio. Generalmente la cal y los polímeros ayudan al deshidratado y desaguado, mientras que las sales de hierro y aluminio reducen la capacidad de deshidratado y desaguado por la producción de lodos hidratados con agua ligada.

Según sean sus características fisicoquímicas, los lodos residuales pueden clasificarse en los siguientes grupos:

- Orgánico hidrófilo
- Aceitosos
- Mineral hidrófobo
- Mineral hidrófilo
- Fibroso.

La composición de los lodos residuales varía según sea su origen, dependiendo del tipo de efluente industrial o urbano tratado. En la tabla 12.1, se presenta la composición química típica de lodos crudos y digeridos.

Origen y cantidades de lodos generados

El origen de los lodos de una planta de tratamiento varía de acuerdo al tipo de planta y a su método de operación.

En el diseño de un tratamiento de lodos es importante conocer todas las fuentes posibles de lodos en la planta de tratamiento que los genera, con el fin de poder identificar sus características y decidir que tipo de tratamiento sería el más adecuado.

TABLA 12.1 COMPOSICION QUIMICA DE LODOS CRUDOS Y DIGERIDOS

Parámetro	Lodos primarios crudos		Lodos digeridos	
	Rango típico		Rango típico	
Sólidos totales (ST,%)	2.0-7.0	4.0	6.0-12.0	10.0
Sólidos volátiles (%ST)	60-80	65.0	30.60	40.0
Grasas y aceites (soluble en éter % ST)	6.0-30.0	...	5.0-20.0	...
Proteínas (% ST)	20-30	25.0	15-20	18.0
Nitrógeno (N, %ST)	1.5-4.0	2.5	1.6-6.0	3.0
Fósforo (P ² O ⁵ , %ST)	0.8-2.8	1.6	1.5-4.0	2.5
Potasio (K ² O % ST)	0.0-1.0	0.4	0.0-3.0	1.0
Celulosa (% ST)	8.0-15.0	10.0	8.0-15.0	10.0
Hierro (no como sulfuro)	2.0-4.0	2.5	3.0-8.0	4.0
Sílice (Si O ² %ST)	15-20	...	10-20	...
pH	5.0-8.0	6.0	6.5-7.5	7.0
Alcalinidad (mg/l CaCO ³)	500-1,500	600	2,500-3,500	3000
Acidos orgánicos (mg/l HAc)	200-2,000	500	100-600	200
Poder calorífico (BTU/lb)	6800-1000	7,600 ^(a)	2,700-6,800	4000 ^(b)

Nota: (a) Basado en 65% materia volátil. (b) Basado en 40% materia volátil

Además para el cálculo de la capacidad de las unidades de tratamiento de los lodos, se debe

conocer las cantidades que se generan, su fluctuación respecto al tiempo y la capacidad potencial de las unidades de sedimentación y tanques de aereación, en los cuales se puede almacenar temporalmente una cierta cantidad de lodos. Este almacenamiento puede auxiliar en los puntos pico de carga.

12.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICOQUÍMICAS Y MICROBIOLÓGICAS DE LOS LODOS

En el diseño y elección de los procesos para el tratamiento de los lodos es importante conocer las características fisicoquímicas:

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Los lodos de origen primario o secundario se presentan en la forma de un líquido que contiene partículas no homogéneas en suspensión. Su volumen representa del 0.05 al 0.5 del volumen de agua tratada para los lodos frescos, mientras que es ligeramente inferior para los lodos activados y otros procedimientos biológicos. La floculación del agua aumenta el volumen de los lodos, y sobre todo su peso, en aproximadamente un 10%.

El color de los lodos varía entre el pardo y el gris, y su olor es a menudo desagradable puesto que se trata de productos fácilmente fermentables y existe un inicio de descomposición.

Es necesario conocer, para su tratamiento posterior, varios parámetros que definirán su capacidad de deshidratación y filtración, como son:

- a) Contenido de materia seca.
Se trata de medir el peso del residuo seco después de su calentamiento a 105. C, hasta peso constante.
- b) Contenido de materia volátil.
Se mide este valor por la diferencia entre el peso del lodo seco (a 105.C) y el del mismo lodo después de que se caliente hasta peso constante a 550. C.
- c) Contenido de agua intersticial.
El agua contenido en el lodo se presenta bajo dos formas:
 - Agua libre que se elimina fácilmente por filtración o decantación.
 - Agua ligada, contenida en las moléculas químicas, las sustancias coloidales y las células de materia orgánica que no se pueden eliminar sino por el calor.

Se mide la proporción entre el agua ligada y el agua libre por la pérdida de peso a temperatura constante en función del tiempo. Así se obtiene una curva termogravimétrica que suministra la velocidad de evaporación en función de la sequedad del lodo.
- d) Carga específica.
Este parámetro permite medir la capacidad de decantación de los lodos, se expresa en 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.

Cuando la presión aumenta y alcanza valores del orden de 10 lbs, la filtración del agua contenida en el lodo está prácticamente bloqueada; entonces se llega a la sequedad límite.
- g) **Poder calórico.**
El contenido de materia orgánica de los lodos les proporciona a éstos una capacidad de combustión que no es despreciable, lo que permite su incineración. Se definen dos poderes caloríficos:
- El poder calorífico inferior PCI, que es la cantidad de calor desprendida en la combustión completa de un kilo de lodos.
 - El poder calorífico superior PCS, que es la cantidad de calor desprendida en la combustión completa de un kilo de lodos, suponiendo que toda el agua que se desprende en la combustión se encuentra en estado condensado en los productos de combustión.
- h) **Propiedades reológicas.**
El conocimiento de ésta característica es muy importante para el bombeo, tuberías y transporte de los lodos.

Los lodos tienen la propiedad de solidificarse en ausencia de agitación y transformarse en líquidos aplicando una ligera agitación, a esta propiedad se le llama tixotropía.
- i) **Tipo de agua contenida en los lodos.**
El agua en los lodos está formada por agua libre (fácilmente eliminable) y agua de enlace.
La cantidad de agua en los lodos (libre y de enlace) es determinante en su capacidad de deshidratación.
- j) **Características de sedimentación.**
La velocidad de sedimentación de los lodos depende de su concentración en sólidos.
- k) **Características para la deshidratación.**
Los procesos empleados para la deshidratación dependen de la concentración del lodo, grado de agregación, características estructurales de las partículas, viscosidad, fuerza iónica y pH del agua.

CARACTERISTICAS QUIMICAS.

En los lodos se pueden encontrar las siguientes características:

- a) **Materia orgánica.**
Generalmente de origen animal (grasas, aceites, etc) o vegetal (fibras, almidones, etc). Se encuentran también microorganismos y sus productos de desecho.
- b) **Elementos nutrientes.**
Se trata del contenido de nitrógeno total, fósforo y potasio. Son sustancias que

favorecen el crecimiento de las plantas y que tienen por consiguiente mucha importancia para la utilización agrícola de los lodos.

Los lodos de origen industrial y en menor grado los de origen municipal pueden presentar algunos de los siguientes compuestos:

- c) **Microcontaminantes orgánicos**
Son sustancias que pueden tener una acción negativa sobre el tratamiento de los lodos y sobre su utilización en la agricultura. Se trata generalmente de productos químicos de síntesis que se utilizan comúnmente y que se encuentran en las aguas domésticas de desecho. Se hallan particularmente contenidos importantes de detergentes y medicinas.
- d) **Tóxicos orgánicos**
Muchos lodos provenientes de aguas residuales industriales presentan concentraciones de tóxicos orgánicos, tales como los PCB's (bifenilos policlorinados), hidrocarburos aromáticos polinucleares y plaguicidas.
- e) **Metales pesados**
Muchos lodos residuales contienen grandes cantidades de metales pesados que reducen su valor como fertilizantes, ya que pueden acumularse en los tejidos de las plantas y representan un riesgo para la salud pública. Por citar algunos: Cd, Zn, Cu, Pb, As, Se, Hg, Co, Cr, Mn, Ni, Fe, V y Mo.

Las características más importantes de los lodos son:

- f) - Sólidos Totales (ST)
- g) - Sólidos Volátiles (SV), llamados también materia volátil (MV)
- h) - Materia orgánica (mg/l)
- i) - Nitrógeno y Fósforo
- j) - Composición química en general

CARACTERISTICAS MICROBIOLOGICAS

Las aguas residuales contienen una flora y una fauna variadas que se encuentran en parte de los lodos. El tratamiento biológico de las aguas residuales modifica la composición biológica por la multiplicación de ciertas especies en detrimento de otras.

Los microorganismos patógenos se encuentran generalmente en los lodos y en los efluentes; por lo tanto, es preciso tener cuidado de eliminarlos en ambos casos.

Los principales patógenos encontrados en lodos residuales pueden ser divididos en cuatro grupos: bacterias, protozoos, helmintos y virus. Los procesos de tratamiento reducen el número de los organismos mencionados, pero no en su totalidad.

- a) **Bacterias**
Se cuentan numerosos tipos de bacterias en los lodos; una parte de ellas es de origen fecal y algunas provienen de portadores de gérmenes y por consiguiente pueden ser patógenos.

- b) Virus: Se encuentran los causantes de poliomielitis y hepatitis infecciosa entre otros.
- c) Parásitos: Se encuentran numerosos parásitos en los lodos de origen fecal. Su eliminación es mucho más difícil puesto que estos parásitos toman una forma vegetativa cuando las condiciones les son hostiles, mientras que se desarrollan cuando se encuentran en los animales o en el hombre.
- d) Hongos
Se trata esencialmente de las levaduras y los saprófitos que están normalmente presentes en el aire; por lo general, no son patógenos para los animales o el hombre, con excepción de algunos que pueden llegar a serlo cuando las condiciones son favorables.
- e) Algas
No se encuentran en gran cantidad en los lodos primarios y secundarios; por el contrario, en las lagunas naturales, gran parte de los lodos están constituidos por detritus de algas.
- f) La macrofauna (gusanos, larvas de insectos)

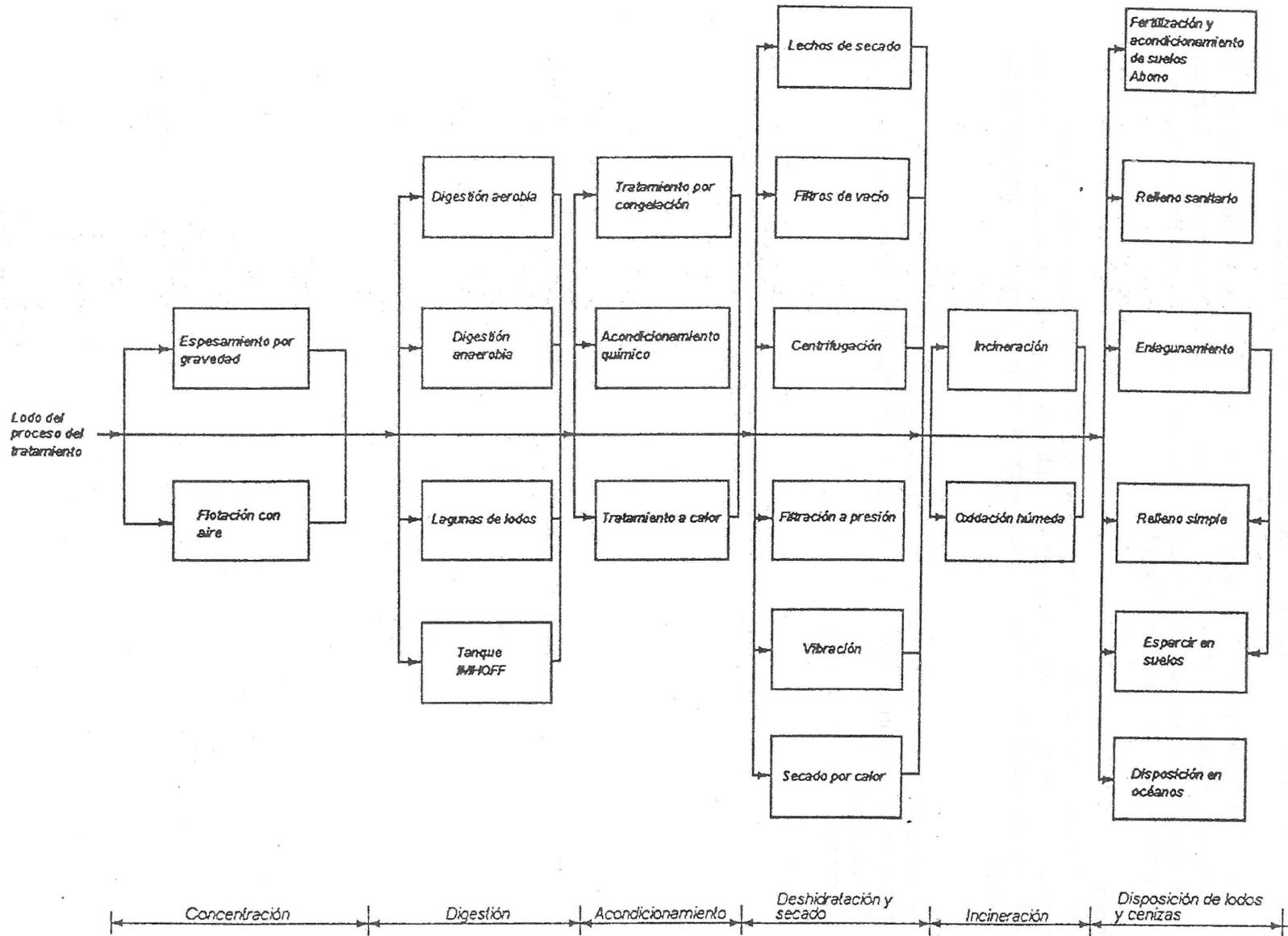


FIG. 12.1 Procesos de tratamiento y disposición de lodos residuales

12.3 TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS

Debido a sus características y composición, los lodos residuales tal como salen de los procesos, no pueden ser depositados directamente al medio ambiente, ya que ocasionarían problemas de olores y contaminación del lugar debido a las altas concentraciones de los contaminantes químicos (mayor que en las aguas residuales originales) y a la materia orgánica separada por los procesos biológicos que no se encuentran totalmente degradada en compuestos estables, produciendo olores desagradables. Además, la consistencia de los lodos hace que sean problemáticos para su transportación y disposición final. Por tales motivos, es necesario el tratamiento de los lodos residuales para la estabilización de la materia orgánica y eliminar la mayor cantidad de agua posible para poderlos transportar y depositarlos en lugares autorizados, en condiciones adecuadas para no contaminar el medio ambiente.

El tratamiento de los lodos esta enfocado a la reducción de su contenido de agua y la estabilización de su materia orgánica.

En general los procesos empleados en el tratamiento de los lodos son los siguientes:

- Espesamiento (Concentración)
- Elutriación
- Digestión (Estabilización) anaerobia
- Digestión (Estabilización) aerobia
- Acondicionamiento
- Deshidratación
- Secado
- Incineración y oxidación húmeda
- Disposición final.

La digestión, incineración y la oxidación húmeda son utilizados principalmente para el tratamiento de la materia orgánica en los lodos.

Los procesos de concentración, deshidratación y secado son usados principalmente para remover el agua de los lodos. En la figura 12.1 se muestra un diagrama de flujo de los principales procesos de tratamiento y sus interrelaciones.

En la práctica, la elección del tipo de tratamiento que se debe aplicar al lodo problema, depende de sus características naturales, estructura, composición y su comportamiento ante la deshidratación.

12.4 CONCENTRACIÓN

Espesamiento de los lodos

El espesamiento o concentración de los lodos es la primera operación que se lleva a cabo en el tratamiento, con el fin de reducir su volumen y además hacerlos más accesibles para su transporte y manejo en las posteriores operaciones a las que son sometidos.

Las ventajas que se tienen con el espesamiento de los lodos son:

- Mejora la operación de digestión y reduce sus costos.
- Aumenta la economía de los sistemas de deshidratación de los lodos (centrifugación,

filtración al vacío, filtros-prensa, etc).

- Se reduce el volumen de los equipos de acondicionamiento.
- Facilita el manejo y transportación de los lodos.

Las desventajas del espesamiento son la inversión suplementaria y en el caso de lodos orgánicos, la producción de olores indeseables. Los olores pueden eliminarse mediante un encalado previo, el cual, además es efectivo para el oreado directo de los lodos crudos o durante el período de arranque de los digestores anaerobios.

El espesamiento de los lodos se puede realizar mediante agitación durante un tiempo suficiente para formar agregados que se sedimenten más fácilmente con un contenido menor de agua. Así tenemos por ejemplo, el espesamiento de los lodos activados de 3 a 6 veces su volumen mediante su agitación durante 8-12 horas, agregándosele, si es necesario cloro para evitar su descomposición.

En forma general podemos decir que el espesamiento de los lodos se realiza principalmente mediante espesadores por sedimentación o por flotación.

Comúnmente se concentra el volumen de lodos mediante espesadores. La carga hidráulica en éstos, no deben exceder de $0,75 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ni tampoco de una carga específica de $50 \text{ kg}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$.

El lodo que llega a los espesadores puede ser de los tipos: primario, secundario o, más usualmente, lodos mixtos de primario y secundario. Todos ellos proceden de purgas de decantadores y llegan mediante bombeo a los espesadores.

Estos espesadores son tanques cilíndricos de hormigón terminados en forma cónica y tienen una entrada (para los lodos a espesar) y dos salidas: una **-por la parte inferior-** para el lodo espesado y otra **-por la parte superior-** para el sobrante o agua separada de los lodos.

Los espesadores pueden ser estáticos o mecanizados. Los primeros sólo constan del tanque en sí, contando con un cono de descarga con gran pendiente. Solamente se construyen de diámetro pequeño comprendido entre 5 y 8 m como máximo.

Los espesadores mecanizados constan de un conjunto de rastras giratorias, que operan constantemente a poca velocidad con lo que se facilita el desprendimiento de los lodos, así como la colección de los mismos del fondo del tanque. En la Fig. 12.3 se presenta la sección de un espesador.

Estos sistemas trabajan con una concentración del 2 al 3% para lodos mixtos de primario y secundario, pudiendo llegar la misma hasta un 4-6 %.

Una de las variantes de los espesadores es la elutriación, la cual consiste en un lavado del lodo con agua depurada para mejorar alguna de sus condiciones fisicoquímicas. La alcalinidad y la extracción de compuestos amoniacales son algunas de sus principales aplicaciones. La elutriación se realiza en una o varias fases, siendo normalmente efectuada en dos.

Es necesario advertir que el espesamiento precede siempre a la digestión con el fin de ahorrar volumen en la misma. Por el contrario, la elutriación se realiza antes del acondicionamiento químico y después de la digestión.

Los elutriadores son iguales que los espesadores, con la diferencia de que se añade al lodo a

la entrada del tanque una cantidad considerable de agua. La concentración de los lodos por elutriación es comparable con la obtenida por espesamiento. El efluente está, generalmente cargado de materias finas y coloidales, las cuales una vez recirculadas son reabsorbidas por los lodos floculados (biológicos o químicos).

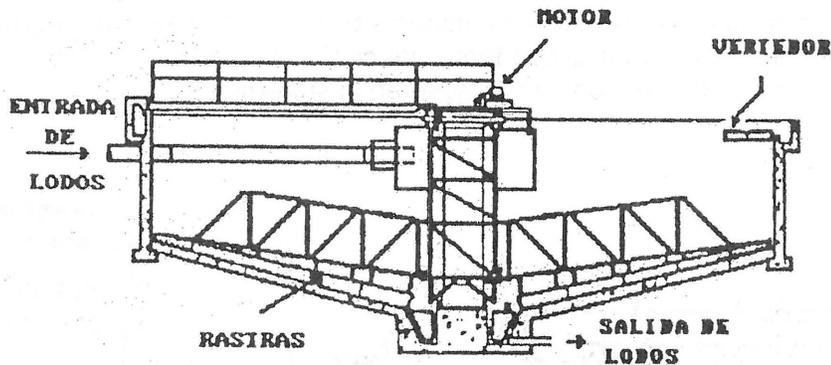


Fig. 12.2 Espesador cilíndrico de lodos (sedimentador).

La elutriación separa de los lodos, por lavado, sustancias que interfieren física o económicamente en el acondicionamiento químico y la filtración por vacío. Por ejemplo, la reducción de la alcalinidad de los lodos digeridos y con ella la de las cantidades de productos químicos que es necesario agregar antes de la filtración; también elimina materias finas y coloidales, con lo cual acelera el espesamiento de los lodos e incrementa la eficiencia de los sistemas de secado mecánico (filtros al vacío, filtro-prensa, centrifugado, etc.).

En el caso de lodos muy fermentados, la elutriación con agua depurada aireada reduce las posibilidades de su descomposición anaerobia.

La elutriación de los lodos se lleva a cabo en tanques sencillos o múltiples mediante lavados sencillos o repetidos, utilizándose si se desea, el agua de lavado en forma seriada. Durante el lavado, los sólidos se mantienen en suspensión por agitación mecánica o con aceite. El uso en serie del agua de lavado se llama elutriación a contracorriente. El agua de lavado se trata o evacua junto con el licor de los digestores y filtros.

Flotación

Con anterioridad, se ha descrito la posibilidad de concentrar los lodos en los espesadores. Otro sistema de concentración es el de flotación con presurización, técnica similar a la utilizada en la recuperación de fibras como la celulosa.

Este proceso no es muy usual en las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales por su gran costo y difícil mantenimiento. Además, éste proceso requiere la adición de sustancias floculantes, como pueden ser polielectrolitos, para mejorar la capa flotante que generalmente tiene de 20 a 40 cm de espesor.

En la Fig. 12.3 se indica un diagrama de este proceso que puede llevarse a cabo con recirculación del agua clarificada en un porcentaje del 25-50% del caudal de entrada.

Espesamiento por flotación con aire disuelto

En los casos en que el espesamiento por gravedad resulta poco eficiente, la flotación se ha empleado con buenos resultados para el espesamiento de lodos, aunque con mayores problemas técnicos y operacionales (Preiss, 1988).

En el espesamiento por flotación se utilizan diminutas burbujas de aire que quedan atrapadas en las partículas sólidas. La fuerza ascendente del conjunto partícula de lodos y burbuja de aire hace que las partículas floten, concentrándose en la superficie.

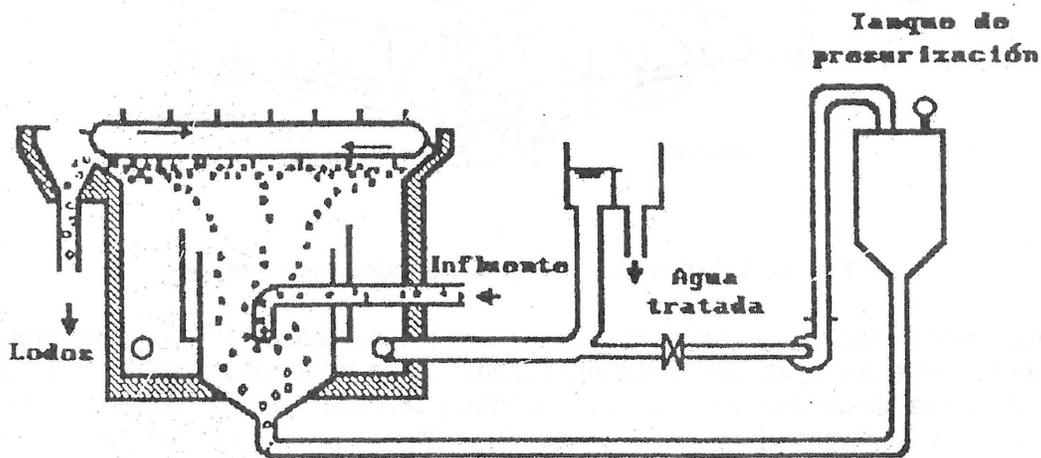


Fig. 12.3 Sistema de flotación para la separación de lodos.

El aire bajo presión de varias atmósferas se mezcla con el lodo, ya sea con la corriente de alimentación o con la recirculación, manteniéndolo durante varios minutos en un tanque de retención para dar tiempo a que el aire se disuelva. Se hace pasar entonces a través de una válvula reductora de presión para ser descargado al tanque de flotación que opera a presión atmosférica. El aire deja de estar en solución y se desprende en forma de burbujas.

La principal ventaja de la flotación sobre el espesamiento por gravedad es la facilidad para remover más rápida y completamente aquellas partículas que sedimentan lentamente. Sin embargo, este método es más costoso, principalmente por los gastos ocasionados para mantener el aire bajo presión. En la mayoría de los casos el espesamiento por flotación requiere acondicionamiento con productos químicos como coadyuvantes de la flotación (Metcalf y Eddy, 1979).

Espesamiento por centrifugación.

La centrifugación constituye un medio eficiente para completar la sedimentación y sustituir el espesamiento por gravedad. Se emplea tanto para el espesamiento, como para la deshidratación de lodos. En primer caso, su uso está prácticamente restringido al

espesamiento de lodos provenientes del sistema de lodos activados. Existen tres tipos de centrifugas apropiadas para espesar lodos: centrifuga de discos, centrifuga horizontal de transportador helicoidal o de tornillo y centrifuga de tazón (Metcalf y Eddy, 1979).

La centrifuga de discos opera en forma continua. Consiste de una unidad formada por una serie de discos ordenados verticalmente. Cada disco, actúa como una centrifuga de baja capacidad. El líquido se va clarificando gradualmente al pasar entre los discos. Los sólidos se concentran en la periferia del tambor y se descargan a través de pequeños orificios.

La centrifuga de transportador helicoidal es la más empleada en el tratamiento de lodos. La unidad central es un tambor montado en forma horizontal en donde se aloja un "gusano sinfin" que gira a una velocidad ligeramente diferente a la del tambor. Los lodos son arrojados hacia las paredes por efecto de la fuerza centrífuga y son transportados por medio del "gusano sinfin" hacia el extremo de descarga de la unidad. En la mayoría de los casos, el tambor está diseñado con un diámetro decreciente en el sentido de la trayectoria de los sólidos, creando una zona en donde los lodos pueden concentrarse un poco más. Este equipo opera en forma continua con alta eficiencia.

La centrifuga de tazón opera intermitentemente. En este sistema, el lodo se alimenta a un recipiente rotatorio montado verticalmente sobre una flecha; al girar éste los sólidos se acumulan en las paredes del recipiente y el agua sale por el centro. Cuando el equipo completa la separación, el tazón se detiene gradualmente y se procede a descargar la torta de lodo.

12.5 DIGESTIÓN

Digestión anaerobia

La digestión anaerobia de los lodos es un proceso que tiene como finalidad la estabilización de la materia orgánica que contengan.

En términos generales, el tratamiento consiste en depositar los lodos en digestores cerrados que impidan el paso de aire para tener condiciones anaerobias, con la finalidad de descomponer la materia orgánica por medio de microorganismos anaerobios. La velocidad de descomposición, depende de una inoculación adecuada, el pH, tipo de sólidos, temperatura y un mezclado adecuado de los sólidos crudos con el inóculo. Los lodos digeridos, posteriormente pueden ser secados e incinerados o usados como fertilizante.

El proceso se lleva a cabo por dos grupos de microorganismos: (Fig. 12.4)

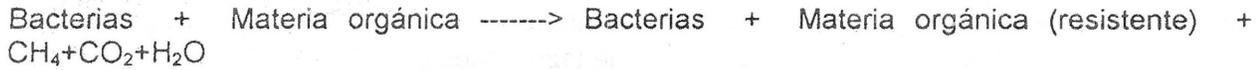
- Bacterias hidrolíticas.

Son microorganismos saprófitos, aerobios facultativos, que metabolizan los carbohidratos, grasas y proteínas convirtiéndolos en ácidos orgánicos (ácido acético, butírico) y alcoholes de bajo peso molecular.

- Bacterias metanogénicas.

Son microorganismos anaerobios estrictos, utilizan los ácidos orgánicos y alcoholes de bajo peso molecular (producidos por las bacterias hidrolíticas)

La estabilización de los lodos por vía anaerobia se puede resumir de la siguiente forma:



La eficiencia del tratamiento anaerobio depende del balance entre los dos grupos de bacterias, la alimentación al sistema, la temperatura, el pH y el tipo de materia orgánica suministrada.

Los factores más importantes que se controlan en los procesos anaerobios son: producción de gas (cantidad y composición), balance de los sólidos en el sistema (totales, volátiles y fijos), DBO, acidez y pH, ácidos volátiles, grasas, características del lodo y olor.

La digestión anaerobia es inhibida por sustancias tóxicas tales como, metales pesados (cobre, níquel, zinc, cromo), exceso de iones NH_4^+ , sulfuros, cianuros, fenoles, concentración alta de detergentes.

El grado de reducción de los sólidos volátiles depende de la concentración de materia volátil en el lodo crudo.

En el proceso, el gas (Biogas) producido esta compuesto principalmente de metano (65-70% Vol.) y gas carbónico (25-30% Vol.), conteniendo además en proporciones infimas oxígeno (0-03%), monóxido de carbono (2-4%), nitrógeno (1%), sulfuro de hidrógeno, hidrocarburos, etc., dependiendo del origen de lodo.

En los lodos digeridos, la mayor parte de los microorganismos patógenos ha sido destruida, sin embargo, se discute la destrucción de ciertos virus y del bacilo de Koch.

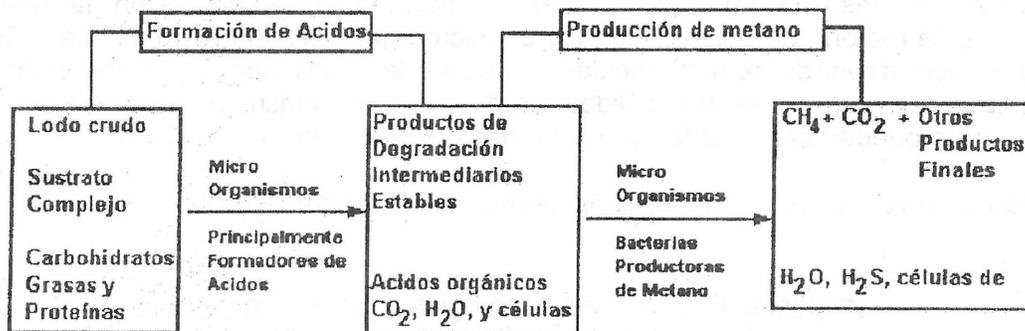


Fig. 12.4 Diagrama simplificado de los procesos y transformaciones que se llevan a cabo durante la digestión anaerobia de lodos.

Tipos de digestores anaerobios

Existen dos tipos de sistemas de digestión anaerobica de lodos:

1. Digestión convencional y 2. Digestión de alta tasa. Los primeros pueden ser de una etapa (paso) ó de dos etapas (pasos)

Digestores de una etapa o paso.

Estos sistemas constan de un sólo digestor, en donde se lleva a cabo la digestión del lodo crudo y la concentración de los lodos digeridos.

El proceso de digestión se mantiene a temperaturas entre el rango de 85-115° F por medio de calentadores externos, el gas metano puede ser utilizado como combustible para mantener la temperatura en el digestor. Los tiempos de retención en este tipo de digestores son relativamente altos: entre 30 y 50 días.

La digestión, el espesamiento y la formación de material flotante se llevan a cabo separadamente dentro del tanque. Operacionalmente, el lodo crudo se alimenta en la zona de digestión activa y el gas producido se remueve del tanque por la parte superior. Mientras el gas sube a la superficie, éste eleva consigo partículas de lodos y otros materiales, tales como grasas y aceites, formando una capa de natas. Como resultado de la digestión, el lodo se mineraliza (aumentando el porcentaje de lodos fijos), y por gravedad éste se espesa; lo que causa la formación de una capa de material flotante sobre la zona de digestión de lodo. El volumen del tanque se utiliza únicamente a un 50% debido a la estratificación y falta de mezcla. Por lo anterior, la digestión convencional se lleva a cabo en un proceso de dos pasos.

Digestores de dos etapas o pasos.

Este tipo de sistema tiene como finalidad el proveer un mayor volumen útil, para disminuir los tiempos de retención. Esta formado por dos etapas, en la primera se lleva a cabo la digestión con mezclado mecánico o por recirculación de gas y a temperaturas controladas por calentamiento, con un tiempo de retención entre 10-15 días; en la segunda etapa sólo se lleva a cabo la separación de los sólidos, el acabado del proceso de digestión y la remoción del gas. (Fig. 12.5)

Digestores de alta tasa.

Este difiere del proceso anterior en que la carga de sólidos es mayor. El lodo se mezcla íntimamente por la recirculación del gas, bombeo, o por mezcladores mecánicos y se calienta para obtener una digestión óptima. El equipo de mezcla, en este proceso debe tener mayor capacidad, que el proceso anterior, y debe de llegar hasta el fondo del tanque. El tanque es más profundo. El lodo deberá bombearse continuamente o en ciclos de 30 minutos a 2 horas. El lodo digerido tiene una concentración de aproximadamente la mitad de la del influente, ya que no existe una separación del lodo.

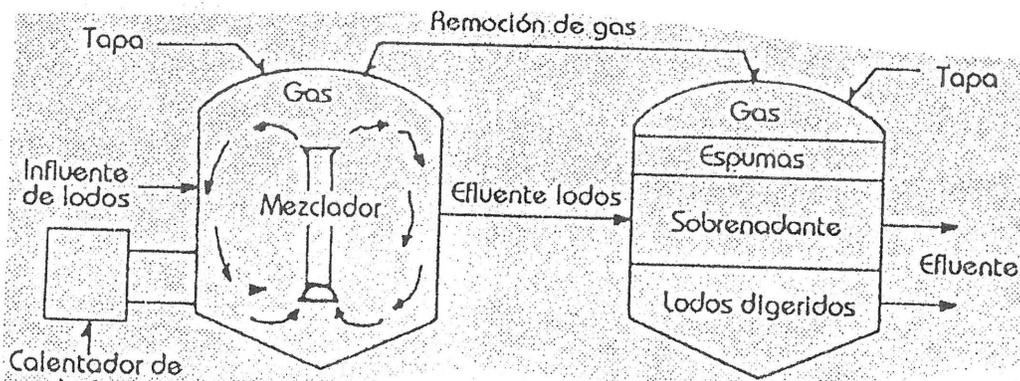


Fig. 12.5 Esquema de un proceso de digestión en dos pasos

Criterios de diseño

Criterio Volumétrico	pies ³ /capita	m ³ /capita
Lodos primarios	1.3-3	0.037-0.085
Lodos prim. + fil. percoladores	2.6-5	0.074-0.142
Lodos primarios + activados	2.6-6	0.074-0.170

CAPACIDAD REQUERIDA PARA EL TANQUE DE DIGESTION *

TIPO DE TRATAMIENTO	LODO HUMEDO			VOLUMEN REQUERIDO
	Sólidos secos g/hab.d	Sólidos (%)	l/hab/d	35-45 días de retención l/hab
Primario	54	5	1.076	37-48
Primario + filtro percolador	81	4	2.03	71-91
Primario + lodos activos	86	3	2.83	99-127

* Datos a aplicar en lodos primarios y obtenidos para lograr la recuperación del 90% del gas producido

TIEMPO REQUERIDO PARA LA DIGESTION A VARIAS TEMPERATURAS *

ITEM	DIGESTION MESOFILICA					DIGESTION TERMOFILICA				
	10	15	21	26	32	37	43	48	54	60
Temperatura, ° C										
Período de digestión, d	75	56	42	30	25	24	26	16	14	18

* Datos a aplicar en lodos primarios y obtenidos para lograr la recuperación del 90% del gas producido

Digestión aerobia

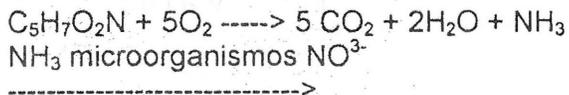
El proceso de la digestión aeróbica es un método alternativo para el tratamiento de lodos orgánicos. Los digestores pueden ser usados para tratar solamente lodos activados, mezclas de desechos de lodos activados, lodos primarios y lodos de filtros percoladores, o lodos de

plantas de tratamiento de lodos activados sin sedimentación primaria. Las ventajas de la digestión aeróbica, comparada con la digestión anaeróbica son: (1) la reducción de sólidos volátiles es aproximadamente la misma que la obtenida anaeróbicamente, (2) menores concentraciones de DBO en el licor sobrenadante, (3) obtención de un producto final biológicamente estable y sin olor que puede ser de fácil disposición, (4) producción de un lodo con excelentes características de desaguado, (5) recuperación de casi todo el valor básico de fertilización en el lodo, (6) muy pocos problemas de operación, (7) menor costo de capital. La principal desventaja del proceso parece ser el alto costo del suministro de oxígeno. Entre los principales objetivos de la digestión aeróbica se incluyen la reducción de olores, reducción de sólidos biodegradables y el mejoramiento de las características de desaguado de los lodos. El oxígeno puede ser suministrado con aereadores superficiales o con difusores.

La digestión aerobia de los lodos (primarios y lodos activados) es un proceso en el cual la estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo por aereación durante un extenso período de tiempo, dando como resultado de una destrucción celular con una disminución de los sólidos suspendidos volátiles (SSV). La velocidad de destrucción celular disminuye cuando la relación de alimento microorganismo (F/M) aumenta ($F=DBO, M=SSV$).

El principal objetivo de este tratamiento es la reducción del volumen de los lodos para su disposición final. Esta reducción resulta de la conversión por oxidación de parte de las sustancias del lodo en productos volátiles (CO_2, NH_3, H_2).

Si representamos la materia celular por $C_5H_7O_2N$, su oxidación puede ser representada por la siguiente ecuación:



Los tiempos de residencia en los procesos aerobios son más cortos que los requeridos por los anaerobios. Esto repercute en una economía en los volúmenes de los digestores, sin embargo, los costos originados por la energía necesaria para la aereación pueden ser un factor importante en la elección del sistema de tratamiento en plantas con grandes flujos de lodos.

Los lodos estabilizados aeróbicamente, no desprenden olores, son homogéneos de color oscuro, y pueden drenarse fácilmente sin dificultad. Sin embargo no es recomendable almacenarlos por mucho tiempo en forma líquida.

Generalmente, la estabilización aeróbica se aplica a los lodos residuales de procesos aerobios de aguas residuales.

Descripción del proceso.

La digestión aeróbica es similar al proceso de lodos activados. Conforme la comida disponible se termina, los microorganismos comienzan a consumir su propio protoplasma para obtener la energía para el mantenimiento de las células. Cuando esto ocurre se dice que los microorganismos se encuentran en la fase endógena. Las células de los tejidos son oxidadas aeróbicamente a dióxido de carbono, agua, y amoniaco. Solamente, del 75 al 80% de las células de los tejidos pueden ser oxidadas; el remanente 20 a 25%, está formado de componentes inertes y orgánicas que no son biodegradables. Conforme la digestión continúa,

el amoníaco es subsecuentemente oxidado a nitratos. Cuando se digieren aeróbicamente lodos activados o lodos de filtros percoladores mezclados con lodos primarios, toma lugar una oxidación directa de la materia orgánica en el lodo primario y también, una oxidación endógena de las células de los tejidos.

Criterios de diseño

El diseño de digestores aeróbicos es similar al de los tanques rectangulares de aereación; además, usan sistemas de aereación convencionales. Los criterios de diseño para digestores aeróbicos son los siguientes:

Parámetro	Valor
Tiempo de retención hidráulica a 20 °C [días]	
Lodos activados solamente	10-16
Lodos activados de plantas sin sed. prim.	16-28
Lodos primarios + activados o de fil. percol.	18-22
Carga de sólidos [lb SSV/día-pie ³]	0.02-0.4
[Kg SSV/día-m ³]	0.32-6.41
Requerimientos de oxígeno lb/lb destruidas	
Células de tejidos	2
DBO ₅ en lodos primarios	1.6-1.9
Requerimientos de energía para la mezcla	
Aereadores mecánicos [hp/1,000 pies ³]	0.5-1.25
[hp/1,000m ³]	17.66-44.14
Mezcla de aire [pie ³ /min/1.000 pies ³]	20-60
Oxígeno disuelto mínimo [mg/l]	1-2

El tiempo de retención se deberá incrementar para temperaturas menores a 20°C. Si solamente los lodos activados van a ser digeridos aeróbicamente, el tiempo de residencia promedio, para obtener una reducción dada de sólidos volátiles, se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$C_o / C_i = 1 / (1 + k \cdot V / Q)$$

donde:

- C_o = concentración del efluente
- C_i = concentración del influente
- V = volumen del reactor
- Q = Flujo
- k = tasa de remoción

$$S / S_o = 4a \exp(1/2d) / (1 + 2)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)$$

donde:

- S = concentración del efluente
- S_o = concentración del influente
- a = (1 + 4ktd)^{1/2}
- d = factor de dispersión = D / uL
- D = coeficiente axial de dispersión [pies²/hr]
- u = velocidad de flujo [pies/hr]
- L = largo característico [pies]
- k = constante de reacción de primer orden
- t = tiempo de retención [hr]

Valores representativos del coeficiente "k" pueden ser de 0.05 a 0.07/ día aproximadamente. Los valores de "kt" pueden ser estimados con la siguiente gráfica:

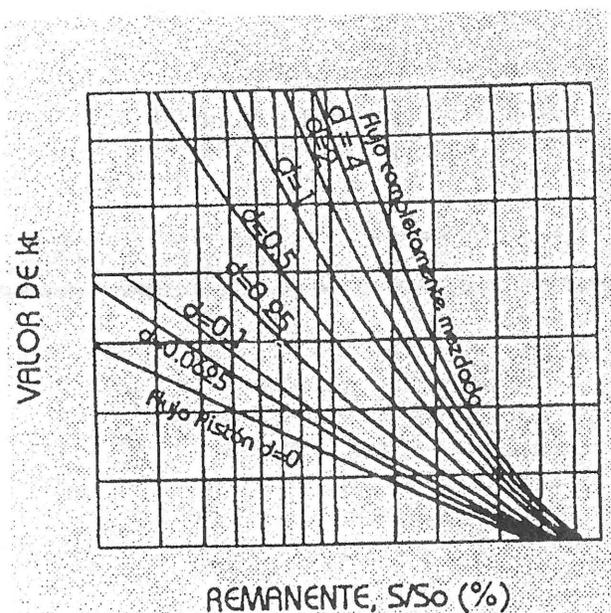


Fig. 12.6
Valores de kt en la ecuación anterior versus el porcentaje remanente (S/So) para varios factores de dispersión (d).

Eficiencias del proceso

La eficiencia del proceso varía de acuerdo a la edad del lodo y sus características. Los porcentajes típicos de remoción de contaminantes son los siguientes:

- * Sólidos volátiles : 30 - 70% (35-45% típico)
- * Patógenos : arriba del 85%

Otras características

Impacto Ambiental: El sobrenadante tiene que ser regresado al influente de la planta, el cual tiene una carga orgánica muy alta. La estabilización de los lodos reduce el impacto adverso de disposición de lodos en terrenos. El proceso tiene requerimientos altos de energía. Se puede requerir el control de olores.

Confiabilidad del proceso: El proceso es menos sensible a factores ambientales en comparación con el proceso de digestión anaeróbica. Requiere de menos control de laboratorio y mantenimiento diario. Es relativamente resistente a variaciones en la carga, pH e interferencia de metales. A bajas temperaturas, el sistema requiere de mayores tiempos de retención para adquirir un nivel fijo de reducción de sólidos volátiles; sin embargo, la pérdida del buen funcionamiento no necesariamente causa un producto oloroso. Se puede obtener un lodo más fácil de desaguar si se mantiene un nivel de OD de 1 a 2 mg/l, con tiempos de retención adecuados (con excepción en filtros al vacío).

Limitaciones: El proceso tiene un costo de operación muy alto (principalmente en el abastecimiento de oxígeno). El tiempo requerido para la estabilización es altamente sensible a la temperatura, y la estabilización aeróbica puede requerir de períodos excesivos en climas fríos, incrementando aún más su costo de operación,

12.6 ACONDICIONAMIENTO DE LOS LODOS

Los lodos tienen un gran contenido de agua: un 95%, si la materia seca es en su mayor parte orgánica y 70-80% si es mineral. La eliminación de esta agua presenta problemas debido a las propiedades físicas del lodo, por lo cual es necesario realizar un tratamiento previo para poder deshidratarlo con mayor facilidad. Este tratamiento se le ha denominado acondicionamiento de los lodos y tiene la finalidad de alterar las propiedades físicas de los lodos por métodos fisicoquímicos, convirtiendo la masa gelatinosa y amarga del lodo en un material poroso que podrá liberar fácilmente el agua que contenga. Los métodos de acondicionamiento empleados son: químico, térmico, congelación y carga.

Para evaluar la eficiencia de los métodos de acondicionamiento, deben tomarse en cuenta los siguientes parámetros: resistencia específica, coeficiente de compresibilidad, rendimiento, velocidad ascensional y velocidad de sedimentación, según el proceso de deshidratación o espesamiento que se utilice.

Acondicionamiento químico

El acondicionamiento químico de los lodos se realiza por medio de la utilización de productos químicos coagulantes, para propiciar la coagulación-floculación de los sólidos dispersos en los lodos, con lo cual la velocidad de remoción del agua por filtración o secado al aire aumenta.

Los reactivos químicos utilizados pueden ser orgánicos o minerales. En la tabla siguiente se enlistan algunos productos químicos acondicionantes.

Productos químicos acondicionantes de lodos de aguas residuales

Compuesto químico	Fórmula	Peso molecular
Cloruro férrico	FeCl ₃	162.2
Clorosulfato férrico	FeS ₄ Cl	187.4
Sulfato Férrico	Fe(SO ₄) ₃	399.9
Sulfato de aluminio	A12(SO ₄) ₃ 18H ₂ O	666.4
Cal	CaO	56.1
Polímeros	Orgánicos	...

DOSIFICACION DE REACTIVOS PARA VARIOS TIPOS DE LODOS (Datos en % de lodo seco)

TIPOS DE LODO	FRESCO		DIGERIDO		ELUTRIADO DIGERIDO
	FeCl ₃	CaO	FeCl ₃	CaO	FeCl ₃
Primario	1-2	6-8	1,5-3,5	6-10	2-4
Primario y filtro biológico	2-3	6-8	1,5-3,5	6-10	2-4
Primario y activo	1,5-2.5	7-9	1,5-4	6-12	2-4
Activo	4-6				

El acondicionamiento añadiendo compuestos inorgánicos se emplea generalmente cuando se desea deshidratar lodos crudos o digeridos en filtros prensa o al vacío. Normalmente se utiliza una mezcla de cal y sales de fierro o aluminio (sulfato ferroso, sulfato férrico, cloruro férrico o sulfato de aluminio), las cuales producen iones cargados positivamente que reaccionan con los iones negativos en el lodo, neutralizándolos y permitiendo la formación de agregados más

grandes que sedimentan fácilmente y pueden ser rápidamente deshidratados. El cloruro férrico reacciona con los bicarbonatos del lodo produciendo hidróxidos que actúan como floculantes. La cal tiene un ligero efecto deshidratante, pero su principal propósito es elevar el pH para reducir malos olores.

Los polielectrolitos son compuestos orgánicos de cadenas largas y altos pesos moleculares, tal como son los derivados del almidón, la celulosa, materiales proteínicos y muchos otros que se producen en forma sintética. A lo largo de sus cadenas tienen grupos cargados positiva o negativamente (polielectrolitos catiónicos y aniónicos respectivamente). Estos compuestos se usan en el acondicionamiento de lodos para absorber agua de la superficie de las partículas sólidas, neutralizar cargas y para actuar como un puente entre partículas, facilitando así su aglomeración. Su uso ha hecho posible la introducción de dos métodos de deshidratación: centrifugación y deshidratación con filtros bandas (Cornier et al, 1983).

El ácido sulfúrico y la cal sólo se emplean para fijar el pH ideal para la floculación que puede variar en cada caso.

El sulfato férrico comercial se usa también en algunas ocasiones en vez del cloruro férrico y su dosificación es, aproximadamente, 1.6 veces superior a la de éste.

El sulfato de aluminio igualmente se emplea, sobre todo, en procesos de elutriación de lodos. La fragilidad de los flóculos producidos hace que éstos se tengan que manejar con cuidado.

Resumiendo puede decirse que el uso de un reactivo u otro depende del costo de los productos en el punto de aplicación, del valor del equipo de dosificación y del rendimiento que se quiera obtener del secado mecánico posterior.

La dosificación de estos reactivos se debe efectuar de forma que se consiga una mezcla perfecta con el lodo y un determinado tiempo de contacto antes del secado posterior.

Acondicionamiento térmico

El acondicionamiento de los lodos pueden también efectuarse por calor, lo cual produce la ruptura de la unión del agua con la materia coloidal, haciendo un cambio en su estructura gelatinosa, solubilizando materiales en suspensión y precipitando materia en solución, con lo cual se facilita la posterior deshidratación del lodo. Este proceso es de gran aplicación para los lodos con contenido predominante de materia orgánica.

El tratamiento térmico se ha utilizado en Inglaterra desde 1930 y en Estados Unidos es hasta fechas recientes que ha comenzado a usarse. Existen comercialmente los siguientes procesos:

- Proceso Proteus. Se usa en la inyección de vapor al lodo.
- Proceso Zimpro. Hace una modificación a baja presión con oxidación química.

El acondicionamiento térmico generalmente se efectúa a temperaturas entre 160-210 °C, con tiempos de residencia de 30-60 minutos. El consumo calorífico necesario para este proceso varía de 800-1500 Kcal/Kg de lodo.

El proceso se lleva a cabo calentando el lodo a temperaturas entre 175 y 230 °C durante 15 a 40 minutos aproximadamente, en recipientes que soportan presiones de 17.5 a 28 kg/cm²

(EPA, 1979). A estas condiciones mueren los organismos presentes en el lodo debido a la degradación de las estructuras celulares. El efecto sobre la deshidratación es drástico ya que la fase líquida se puede separar muy fácilmente por filtración o aún en lechos de arena (Eden, 1983).

Una modificación del proceso consiste en aplicar aire comprimido al lodo antes de su entrada a la cámara de acondicionamiento para favorecer la oxidación de la materia orgánica.

Algunas ventajas del acondicionamiento térmico de lodos son (Spinosa et al, 1985):

- Mejora considerablemente el espesamiento y deshidratación;
- reducción de sólidos y organismos patógenos;
- estabiliza el lodo aún en presencia de sustancias tóxicas;
- es poco sensible a cambios en la composición del lodo;
- es posible recuperar metales pesados.

El mismo autor señala las siguientes desventajas:

- Altos costos capitales y de operación;
- producción de una corriente gaseosa con olores indeseables;
- producción de un sobrenadante con altas concentraciones de material orgánico, nitrógeno amoniacal y color.

Acondicionamiento por congelación.

El acondicionamiento por congelación es un proceso bastante eficaz, pero tiene el inconveniente de no ser económico. Este método consiste en congelar suave y totalmente los lodos y posteriormente se procede a su descongelamiento, destruyendo la capacidad de unión del agua mejorando sus características de deshidratación de los lodos primarios, activados o digeridos.

El proceso se lleva a cabo en condiciones de -10°C a -20°C durante 1-4 horas.

Este tratamiento originalmente fue diseñado para los lodos provenientes de las plantas de aguas residuales, pero se le encontró mejor aplicación a los originados en las plantas de agua potable.

En los lugares donde las temperaturas naturales son frías, como las latitudes del norte, se ha usado este método obteniéndose buenos resultados.

Acondicionamiento por carga.

Es otro método para acondicionar los lodos, y consiste en la adición de materiales secos inertes a los lodos. El tipo y concentración del lodo depende del tipo de lodo que se quiera tratar.

12.7 DESHIDRATACIÓN DE LOS LODOS

El objetivo principal de la deshidratación es eliminar tanta agua del lodo como sea posible para producir un material no fluido, cuya concentración de sólidos sea significativamente más alta que en un lodo espesado. El proceso adecuado se selecciona principalmente por los requisitos de las etapas subsecuentes de tratamiento o de la disposición final.

En los procesos de deshidratación se alcanza un grado de humedad parecida a la que se logra con los procesos de espesamiento y secado.

La deshidratación de los lodos se hace con la finalidad de:

- Adecuar para su disposición final como relleno sanitario
- Reducir los costos de transporte.
- Aumentar su potencial calorífico.

La deshidratación de lodos se puede llevar a cabo por medios mecánicos o por métodos en los cuales el movimiento del agua es controlado por fuerzas naturales.

La filtración es una operación unitaria en la que los sólidos se apartan físicamente de una corriente líquida al hacerla pasar a través de un lecho o medio poroso. En los diferentes sistemas de filtración se aplica una fuerza, ya sea vacío, presión o gravedad o fuerza centrífuga, para hacer pasar solamente el agua a través del medio filtrante.

Los procesos mecánicos más utilizados para la deshidratación de lodos incluyen filtración al vacío, centrifugación, filtros prensa y filtros de bandas horizontales. Estos procesos se recomiendan cuando no se dispone de terreno suficiente o se tienen condiciones ambientales adversas.

Los métodos no mecánicos se basan en la filtración y evaporación del agua. Son sistemas menos complejos y más fáciles de operar que los sistemas mecánicos; consumen menos energía pero requieren mayores extensiones de terreno y más trabajo de operación, principalmente para levantar la torta de lodo. Se recomiendan únicamente cuando se trata de pequeños caudales de aguas residuales. Entre estos procesos se encuentran los lechos de secado y las lagunas de lodos.

Lechos de Secado

Los lechos de secado, principalmente lechos de arena, son el sistema más común y antiguo de los métodos no mecánicos para la deshidratación de lodos. El proceso se lleva a cabo permitiendo el drenado del agua por gravedad y su evaporación hasta alcanzar la concentración de sólidos deseada. La figura muestra cortes constructivos de lechos de arena. Las paredes laterales pueden construirse de concreto reforzado o mampostería. Se recomienda una profundidad mínima de arena entre 25 y 30 cm., aunque en algunos casos se puede elevar a 45 cm para prolongar la vida del lecho (EPA, 1987).

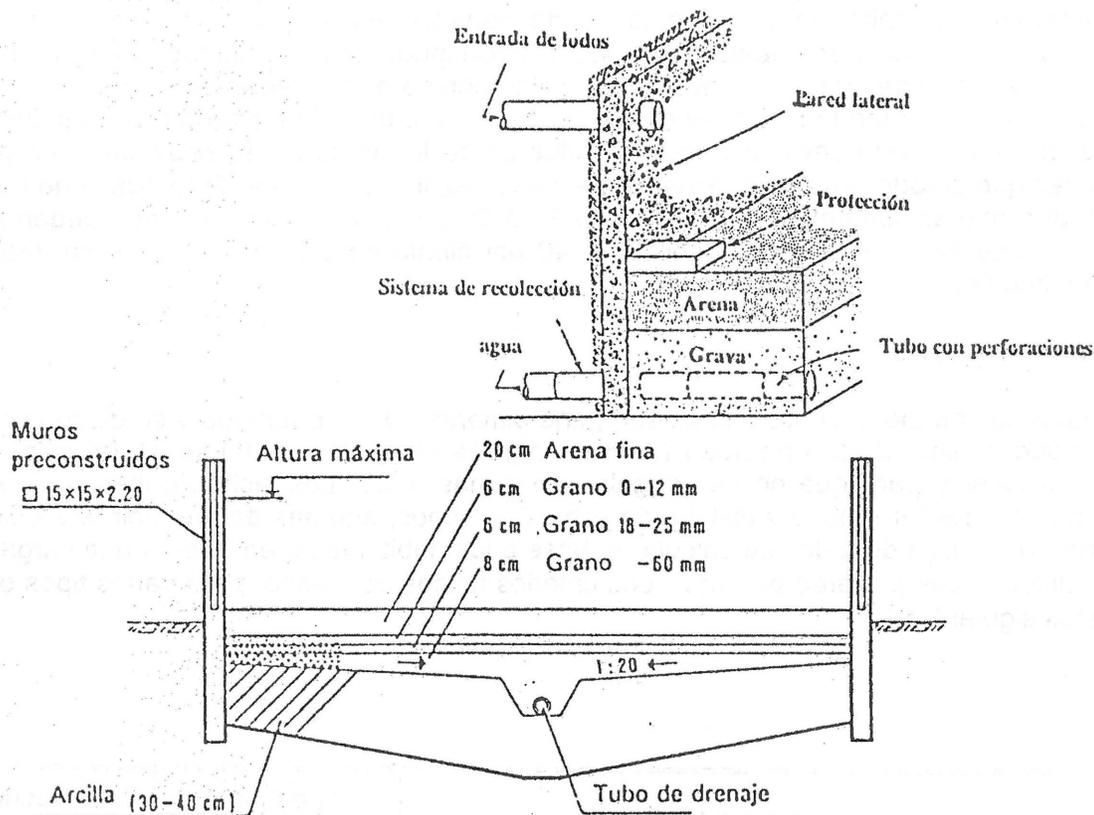


Fig. 12.8 Corte constructivo y granulometría de los lechos de arena

Los lechos de secado se usan para la deshidratación de lodos digeridos. El lodo es colocado sobre los lechos en capas de 8 a 12 pulgadas (20 a 30 cm), para su secado. El lodo ya seco es removido de los lechos y se pone a disposición para usarse como fertilizante. Los lechos pueden estar abiertos a la intemperie o cubiertos. Los lechos abiertos se usan cuando existe un área adecuada para evitar problemas ocasionales causados por los malos olores. Los lechos cubiertos con techumbre tipo invernadero son mas convenientes donde es necesario deshidratar lodo continuamente durante el año sin importar el clima, y donde no existe el aislamiento suficiente para la instalación de lechos abiertos. El área total de secado es repartida en lechos individuales de aproximadamente 20 pies (6.1 m de ancho por 20 a 100 pies (6.1 a 30.5 m) de largo. Los lechos generalmente consisten de 4 a 9 pulgadas (10 a 23 cm) de arena sobre una capa de grava o piedra de 8 a 18 pulgadas (20 a 45.7 cm) de espesor. La arena tiene un tamaño efectivo típico de 0.3 a 1.2 mm y un coeficiente de uniformidad menor a 5.0. La grava normalmente se gradúa de 1/8 a 1.0 pulg. Los lechos son desaguados por drenes localizados en la grava con espaciamentos de aproximadamente 6 a 20 pies (1.8 a 6.1 m). La tubería de los drenes tiene un diámetro mínimo de 4 pulgadas (10 cm) y una pendiente mínima de aproximadamente uno por ciento. Las paredes de los lechos pueden ser de concreto, madera o tierra, y tienen normalmente una altura de 12 pulgadas (30.5 cm). El lodo puede fluir aproximadamente 100 pies (30.5 m) si la pendiente del lecho es de aproximadamente 0.5 por ciento.

Descripción del proceso.

La deshidratación de lodos en lechos de secado ocurre por filtración del agua a través del

medio filtrante y por evaporación del agua de la superficie del lodo. La filtración se lleva generalmente a cabo en 1 o 2 días. Esto depende en las características del lodo y la profundidad a la cual es puesto en los lechos. Después de que casi toda el agua haya sido filtrada y evaporada, el lodo se queda con un contenido de humedad en equilibrio con el aire. El contenido de humedad final dependen de la temperatura y la humedad relativa del aire. El agua drenada puede ser recirculada al influente de los tanques de sedimentación primaria. Una vez que el lodo haya sido lo suficientemente deshidratado, éste se remueve de los lechos manual o mecánicamente. Los lodos con 20 a 30 por ciento de sólidos se pueden remover mecánicamente, mientras lodos con 30 a 40 por ciento de sólidos requieren ser manejados manualmente.

Criterios de diseño

Las tuberías de lodos en los lechos son generalmente de fierro fundido y se diseñan para una velocidad mínima de 2.5 pies/seg (0.76 m/seg); éstas deben diseñarse de tal forma que se puedan lavar y para que no se congelen en climas fríos. Los lechos deben de contar con placas para recibir el lodo y distribuirlo sobre los lechos, además de prevenir la erosión de la arena. La carga de lodos se calcula en base a los habitantes o en base a una carga unitaria de sólidos secos por área por año. Los criterios típicos de diseño, para varios tipos de lodos, son los siguientes:

Concepto		Lechos Abiertos	Lechos Cerrados
Area Requerida:			
Lodos primarios digeridos	[pies ² /capita]	1.0-1.5	0.75-1.0
	[m ² /capita]	0.09-0.14	0.07-0.09
Lodos primarios y activados	[pies ² /capita]	1.75-2.5	1.25-1.5
	[m ² /capita]	0.16-0.23	0.12-0.14
Lodos precipitados con aluminio o fierro	[pies ² /capita]	2.0-2.5	1.25-1.5
	[m ² /capita]	0.19-0.23	0.12-0.14
Carga de sólidos	[lb/pie ² -año]	10-28	12-40
	[kg/m ² - año]	48.8-136.7	58.6-195.3

Eficiencias del proceso

Una masa de lodos con 40 a 45 por ciento de sólidos se puede obtener en dos o seis semanas en un buen clima y con un lodo bien digerido, lodo primario o lodo mezclado. El tiempo de deshidratación puede ser reducido a un 50 por ciento si se cuenta con un acondicionamiento químico. Se puede lograr de un 80 a 90 por ciento de contenido de sólidos en lechos de arena pero normalmente los tiempos requeridos son imprácticos.

Requerimientos de energía

La energía (E_t) requerida por el proceso se estima tomando en cuenta la energía (E_m) usada por el manejo mecánico de lodos, energía (E_r) para la recuperación de la arena perdida y la energía (E_b) requerida para el bombeo de lodos (cuando se requiera). Puede ser estimada de la siguiente manera:

$$E_t = E_m + E_r + E_p$$

$E_m = 3.2E + 6$ Btu/año-Mgal/día del flujo de la planta a 900 lb sólidos secos/ Mgal del flujo de la planta.

$E_r = 10\%$ de E_r o $0.32E + 6$ Btu/Mgal/día del flujo de la planta.

$E_p = 1140$ (Mgal/día)* CDT/Eficiencia.

CDT = Carga Dinámica Total

Con un flujo de lodos de $0.5E + 6$ gal/día, una carga dinámica total (CDT) de 40 pies (12.2 m) y una eficiencia de 60%, La energía requerida para el bombeo será de 38,000 kWh/año.

Otras características

Impacto Ambiental: Un lodo pobremente digerido puede causar problemas de olores. Los requerimientos de terreno son grandes.

Limitaciones: El proceso normalmente se restringe para lodos bien digeridos o bien estabilizados, ya que el lodo pobremente digerido o crudo es oloroso, atrae insectos y no se deshidrata satisfactoriamente. Las grasas y aceites colmaran las camas de arena y por lo tanto retarda seriamente el drenado. El diseño de los lechos se afecta por las condiciones del clima, las características del lodo, el costo y disponibilidad del terreno y su proximidad a los poblados. La operación del sistema se restringe severamente durante periodos prolongados de congelamiento y lluvia.

ANEXO:

Ecuaciones para el cálculo de lechos de secado, considerando evaporación precipitación, contenido de sólidos, etc.:

$$T = \frac{(30 \times H \times S_o)}{(aE + bR)} \times \frac{1}{\{S_1\} - 1 / \{S_2\}} + t_d$$

$$AS = \frac{\{Q_s \times 12 \times T\}}{\{7.48 \times H\}}$$

Donde:

- T = Tiempo total de secado [días]
- H = Profundidad del lecho [pulgadas]
- So= Porcentaje de sólidos en el influente [%]
- a = Factor de corrección de evaporación = 0.75
- E = Evaporación del agua [pulgada/mes]
- b = Factor de absorción de agua por el lodo = 0.57
- R = Precipitación del mes lluvioso [pulgada/mes]
- td= Tiempo de duración del drenado [días]
- S1= Porcentaje de sólidos después de td días [%]
- S2= Contenido de sólidos en el efluente
- AS= Area superficial requerida [pies²]
- Qs= Flujo de lodos [gal/día]

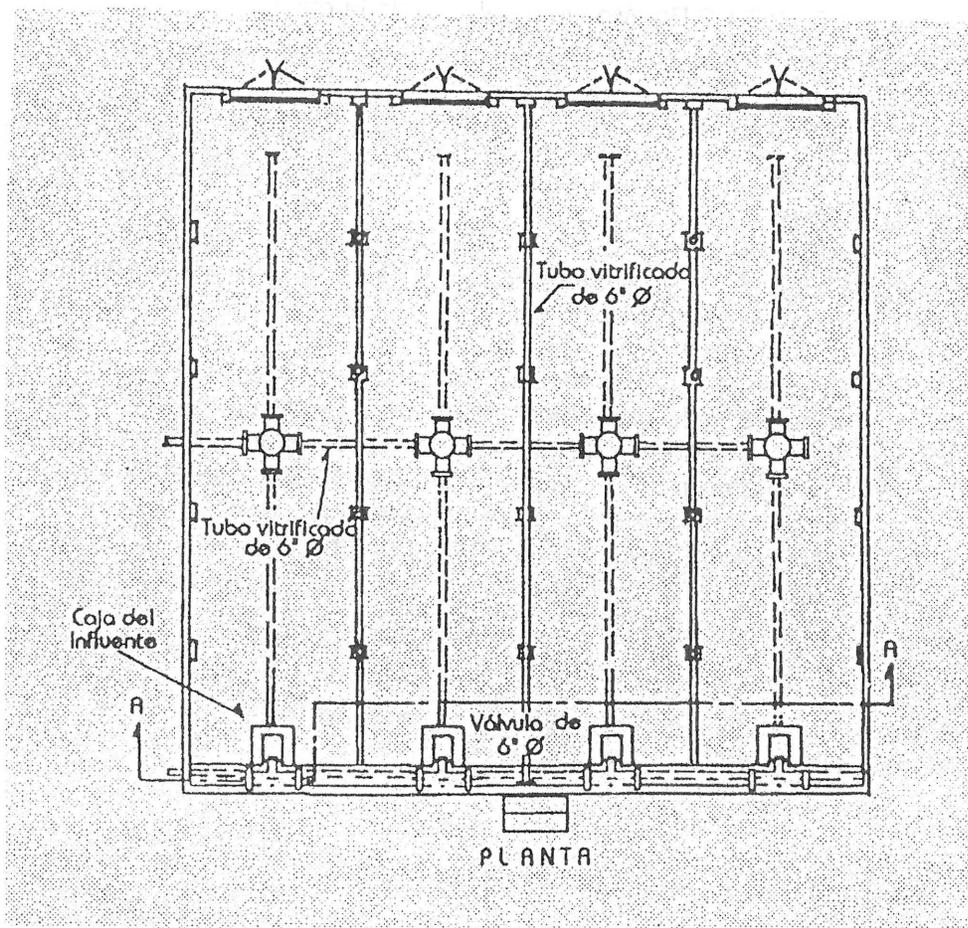


Fig. 12.9 Lecho de secado

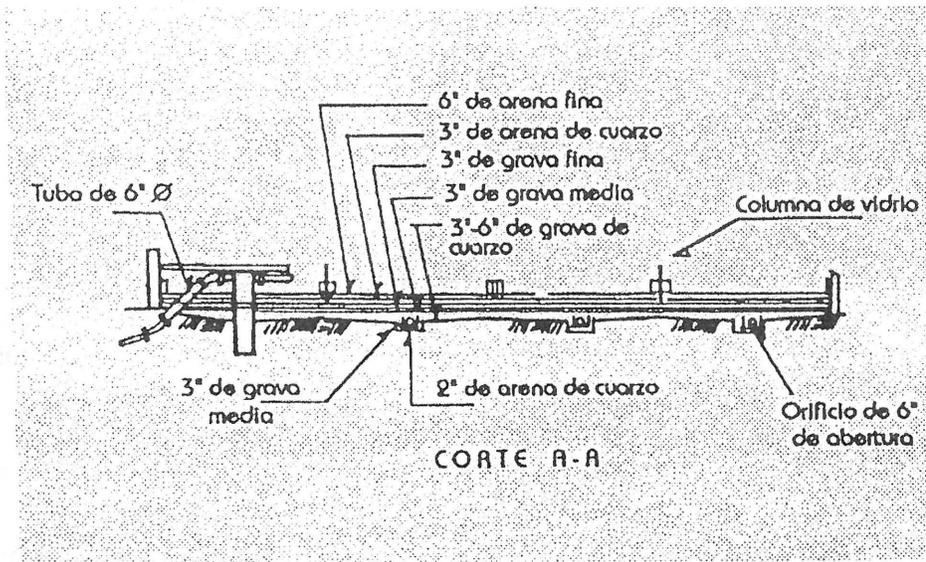


Fig. 12.10 Lecho de secado

Filtración al vacío

Este proceso de filtración es el que más uso tiene para la deshidratación de los lodos. La descripción del funcionamiento de los filtros al vacío no se tratará con detalle en este punto.

Los tipos de filtros de vacío empleados son los de tambor o los de discos. Para lodos de aguas residuales se usan los de tambor rotativo y carga exterior con alimentación por la parte inferior.

Aproximadamente la cuarta parte del tambor está sumergido en el lodo húmedo, conforme el tambor gira, el vacío aplicado en la parte interna del medio filtrante deshidrata el lodo y mantiene una capa de éste en el tambor.

El lodo entra por la parte inferior del filtro donde se agita continuamente para evitar su decantación. En el tanque donde se sitúa el lodo, está sumergido el tambor rotativo del filtro que se mueve a una velocidad determinada en el sentido que se indica por la flecha. El tambor está dividido en segmentos, cada uno de los cuales va unido a una válvula distribuidora por la que se hace el vacío necesario. La aplicación de vacío en el sector en contacto con los lodos hace que aparezca una torta en la superficie del tambor del filtro. Posteriormente, se separa el líquido filtrado, es lavado y se hace llegar el aire de soplado para despegue de la torta antes de que el raspador la desprenda totalmente del tambor.

La operación de secado por filtro rotativo de vacío resulta muy variable pues depende de muchos parámetros. El principal es la naturaleza del lodo y también tiene su importancia el acondicionamiento químico del mismo. La concentración de los lodos de entrada al filtro parece que debe ser alrededor del 8% en peso.

Los filtros rotativos de vacío se construyen con superficie de 2 a 60 m² y van provistos de varios tipos de tela filtrante. Estas pueden ser de muy diversos materiales: algodón, lana, nylon,

dracon y otros de tipo sintético; fabricándose con diferentes porosidades. También existen para usos determinados en acero inoxidable.

El acondicionamiento de los lodos húmedos es necesario para alcanzar los rendimientos normales en los filtros de vacío. Los lodos con acondicionamiento permiten eliminar el agua más rápidamente generando una torta más espesa e incrementando la velocidad del cilindro del filtro.

El rendimiento de los filtros se expresa en $\text{kg}/\text{cm}^2 \text{ h}$ y la calidad de los mismos se mide por la humedad contenida expresada en % en peso de sólidos. La humedad normal de salida suele estar entre el 70 y el 80%.

Ya que algunas veces la torta producida se seca mediante combustión húmeda o incineración, es fundamental que se alcance la sequedad prevista para no tener grandes consumos de combustible. Cuando se tratan los lodos para una incineración posterior, la torta debe tener del 60 al 70% de humedad.

Criterios de diseño

Filtración al vacío		
Tipo de Lodos	lb/h-pie ²	Kg/h-m ²
Rendimiento		
Sólidos frescos:		
Lodos primarios	4-12	19.5-58.6
Lodos prim. + filtros percoladores	4-8	19.5-39.1
Lodos primarios + activados	4-5	19.5-24.4
Lodos solamente activados	2.5-3.5	12.2-17.1
Sólidos digeridos:		
Lodos primarios	4-8	19.5-39.1
Lodos prim. + filtros percoladores	4-5	19.5-24.4
Lodos primarios + activados	4-5	19.5-24.4
Carga de sólidos (base seca)		
Lodos primarios	7-15	34.2-73.2
Lodos primarios digeridos	4-7	19.5-34.2
Lodos mezclados digeridos	3.5-5	17.1-24.4
La carga de sólidos esta en función de la concentración de los mismos, subsecuentemente de los requerimientos del proceso y del preacondicionamiento químico.		

Eficiencia del proceso

El ámbito de captura de sólidos es de 85 a 99.5 porciento y la humedad de la masa es normalmente de 60 a 90 porciento, dependiendo del tipo de alimentación, concentración de sólidos, acondicionamiento químico, operación y manejo de la unidad. La masa de lodos deshidratada es adecuada para el relleno sanitario, incineración o disposición en el suelo.

Consumo de energía

La energía eléctrica para la operación de las bombas al vacío, del filtrado y otras y para el

equipo mecánico puede ser estimada en base a 11,000 kWh/año/Mgal/día para lodos biológicos y de 42,000 kWh/año/Mgal/día para lodos de cal.

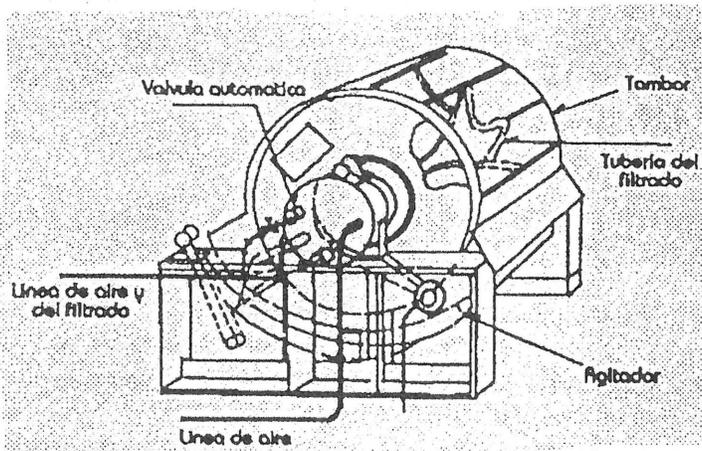
Confiabilidad del proceso

La adición de dosis elevadas de cal puede causar un requerimiento de lavado frecuente de los medios filtrantes de las unidades. Se requiere de un muy buen conocimiento en la operación de las unidades para mantener un nivel alto de confiabilidad. Se requiere de un monitoreo frecuente para obtener masa de lodos manejables.

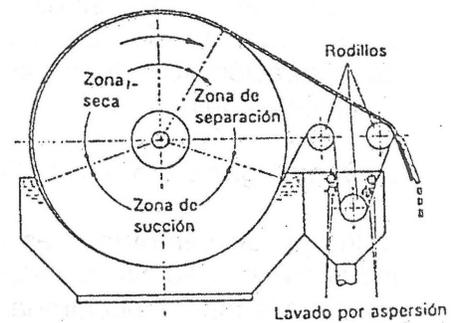
Centrifugación

El funcionamiento de centrifugación se basa en la separación sólido-líquido por diferente densidad y espesamiento de lodos, sometiéndolos a fuerzas centrífugas de hasta 5,000 veces la gravedad.

La elección de la centrífuga a usar debe estar basada en el estudio del lodo a desecar y en la práctica en este tipo de secado. La selección se realiza con base en el tipo de sólidos, consumo de coagulantes, caudal tratable en cada caso y concentración de la torta de descarga.



a) Elementos



b) Diagrama esquemático

Fig. 12.11 Filtro al vacío

Las centrífugas en general son equipos compactos, completamente cerrados (lo cual reduce la emisión de malos olores), que requieren poco espacio para su instalación. Son útiles especialmente en la deshidratación de lodos que puedan obstruir los medios filtrantes. La torta de lodo contiene aproximadamente 75 a 80% de humedad (Qasim, 1985).

La principal desventaja del funcionamiento de las centrífugas es la eliminación del líquido que es rico en sólidos suspendidos no sedimentables. El envío del agua separada a la sección de tratamiento de líquidos puede elevar considerablemente la carga orgánica, disminuyendo la

calidad del efluente (EPA, 1987).

Para aguas residuales, hay tres tipos fundamentales de centrifugas que son:

a) Centrifugas de cesta

Estas centrifugas suelen ser pequeñas, usándose incluso en algunos casos para hacer pruebas piloto. El tanque tiene un diámetro entre 0.3 y 1.20 m.

Las centrifugas de cesta normalmente operan entre 1,000 y 1,3000 G, aumentando la concentración de la torta y la clarificación del líquido centrifugado al incrementar la aceleración de la máquina. Sólo admiten caudales de tipo medio y dan como resultado una gran recuperación de sólidos normalmente sin coagulante.

Una de las características de este tipo de centrifugas son las rastras automáticas para la eliminación de la torta colocada en el interior de la cesta. También cuentan con indicadores de espesor de torta, colador del líquido centrifugado y una descarga para mantener el anillo líquido dentro de la centrifuga.

Estas centrifugas son discontinuas, teniendo que interrumpirse el trabajo durante unos minutos para la descarga de la torta. El ciclo completo de centrifugación está comprendido entre 6 y 30 min.

La recuperación puede llegar a ser del 90% en algunos casos; sin embargo, los lodos activos de aguas residuales industriales son difíciles de clarificar.

Los caudales a tratar en estas centrifugas son pequeños al ser discontinuas y tener que parar para extraer la torta. El caudal máximo por ciclo no suele sobrepasar los 180 l/min siendo la concentración de la torta pequeña, del 10 al 20% en sólidos totales. El consumo de energía eléctrica es bajo.

b) Centrifugas de tornillo sinfín

Este tipo de centrifugas es el más usado en la actualidad para lodos de aguas residuales industriales al admitir grandes cantidades de sólidos en suspensión, pudiéndose eliminar en continua la torta concentrada. Por lo tanto, al no tener que parar la máquina, los caudales que se pueden tratar son grandes.

La aceleración de estas máquinas varía de 2,000 a 4,500 G, mostrándose un esquema de las mismas en la Fig. . En ésta se pueden distinguir las dos posibilidades que existen en cuanto al sentido del recorrido de la torta y del líquido centrifugado.

Independientemente, existe la posibilidad de que la alimentación, además de ser central como se indica en la figura sea también tangencial.

El movimiento de la cesta y el del tornillo sinfín son independientes, existiendo la posibilidad de que ambos sean movidos por un sólo motor y la transmisión a la cesta sea mediante poleas, o lo sean por motores autónomos.

El tornillo sinfín debe estar protegido por un dispositivo diferencial que se dispara parando instantáneamente la máquina ante cualquier sobrecarga.

La cesta va cubierta por una carcasa para eliminar olores y ruidos. Esta es, además un elemento de seguridad para evitar accidentes durante el funcionamiento.

Aparte de la variación del campo de aceleración, se puede ajustar a la altura del anillo líquido del centrifugado para obtener una mayor clarificación del mismo.

En la configuración interior, la relación entre la parte cilíndrica y cónica, y el ángulo de la misma (entre 5° y 10°), afectan grandemente a la descarga de la torta. Por este motivo, dichos conceptos son objeto de estudios exhaustivos por cada fabricante.

Es común el empleo de polielectrolitos en este tipo de centrífugas, ya que aumentan la concentración de la torta y eliminan finos en el líquido centrifugado. La dosificación de estos polielectrolitos se hace en una concentración del 0.1 a 0.2% y el punto de aplicación puede estar antes de la entrada a la centrifuga o dentro de ella. La cantidad de polielectrolito que se puede llegar a dosificar (para lo cual hay que calcular el sistema de dosificación del mismo) es de 5 kg por tonelada de sólidos secos introducidos en la centrifuga.

La pieza más sensible de estas máquinas es el tornillo sinfín que debe ser revisado cada seis meses de funcionamiento.

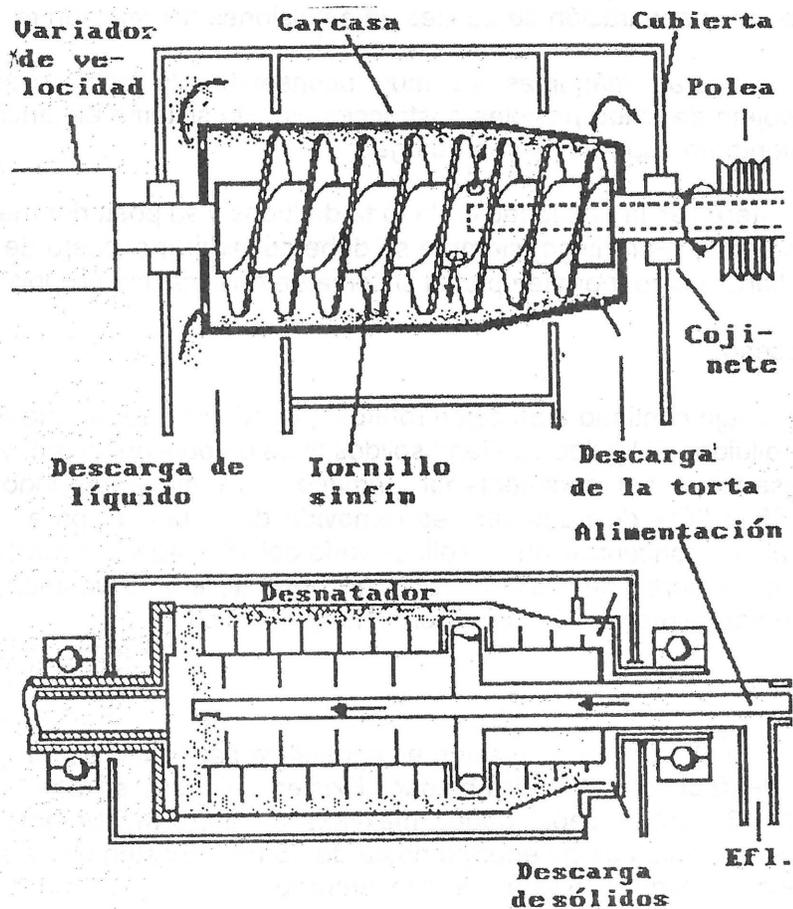


Fig. 12.12 Esquema de centrifuga de tornillo sinfín.

c) Centrífugas de discos

Estas centrífugas son aconsejables para la concentración de lodos activos y, en general para lodos de partículas muy finas, como pueden ser los resultantes de la floculación con alúmina de las aguas potables y residuales. No son aconsejables para lodos fibrosos.

Con estas centrífugas se pueden manejar grandes caudales con relativa eficacia en el líquido clarificado. Dadas sus grandes campos centrífugos, que pueden llegar hasta los 8,000 G; es posible usarlas para separar emulsiones.

La centrífuga de discos está suspendida por un eje vertical y cubierta por una carcasa protectora. Además, cuenta con un motor apropiado que puede estar en la parte superior o en la inferior y es soportado por un bastidor. En la parte superior de la carcasa esta la salida del líquido centrifugado mientras que por la inferior la de la torta de sólidos.

Las dimensiones más comerciales de estas centrífugas varían desde 20 a 80 cm para el diámetro de la carcasa que contiene los discos. La construcción de estas máquinas se hace en acero inoxidable, generalmente, para eliminar la corrosión.

La aplicación fundamental de este tipo de centrífugas es la concentración del lodo activo sin mezcla de lodo primario y con bajas concentraciones, de 0.3 a 1.0 % en sólidos en suspensión. Otro uso importante, es la separación de aceites de emulsiones acuosas en refinerías.

En la instalación de estas máquinas es muy aconsejable la colocación de rejillas o dilaceradores con objeto de evitar posibles obstrucciones. Un sistema eléctrico desconecta el motor de accionamiento en cuanto hay sobrecargas.

Otro punto de gran interés es la sequedad de la torta de lodos y su posterior manejo en función de los equipos existentes. Por último, siempre se debe considerar el costo de las máquinas y de los equipos auxiliares como, por ejemplo, el sistema de dosificación de polielectrolitos.

Descripción del proceso

El lodo se alimenta a flujo continuo a un cajón rotatorio, donde se separa una masa densa con sólidos y un líquido diluido. El líquido contiene sólidos finos de baja densidad, y es retornado al influente del espesador o del sedimentador primario. La masa de lodo, que contiene aproximadamente 75 a 80% de humedad, es removida de la unidad para su disposición o tratamiento adicional. La concentración de sólidos varía del 15 al 40%, dependiendo del tipo de lodos. Reducciones menores del 25% no son, en general, económicamente factibles. El proceso no requiere normalmente de acondicionamiento químico.

Criterios de diseño

Cada instalación del equipo de centrifugación es específica para cada planta y depende del a línea de productos del fabricante y/o distribuidor. Existen unidades sólidas con diámetros de hasta 54 pulgadas (137 cm) y capacidades máximas de aproximadamente 100 tons/h de sólidos secos, con requerimientos de energía hasta de 75 HP. Existen unidades de disco con capacidad de hasta 400 gal/min (25 l/seg) de concentrado.

Eficiencia

Recuperación de sólidos en centrífugas de cajón sólido de 50 a 75 por ciento, sin adición de químicos, y de 80 a 95 por ciento con adición de químicos. La concentración de sólidos es de 15 o 40 por ciento, dependiendo del tipo de lodos.

Consumo de energía

En unidades tipo disco, la colmatación de los orificios de descarga es un problema si se detiene la alimentación a las centrífugas, si se interrumpe o si se reduce por debajo de los valores mínimos.

Filtración a presión

Existen dos tipos de filtros a presión, los filtros prensa y los filtros banda.

Filtros prensa

Existen diferentes tipos de filtros prensa. Uno de los más empleados para la deshidratación de lodos es el filtro prensa de marco y placas. Está compuesto por marcos rectangulares prensados entre dos placas cubiertas con tela filtrante (ver figura 12.13). Los marcos, la tela y las placas se encuentran alternados en pilas horizontales, formando una serie de cavidades de paredes porosas. La unidad tiene un extremo fijo y uno móvil, en el que se aplica presión por medio de un mecanismo hidráulico para mantener las placas y marcos prensados durante el período de filtración.

El lodo, previamente acondicionado, se alimenta al espacio formado entre las placas. Se aplica presión ente 4 y 14 kg/cm² durante 1 a 3 horas, forzando el paso del líquido a través de la tela filtrante y de los orificios de salida de las placas. El espesor de la torta de lodo varía entre 2.5 y 3.5 cm y el contenido de humedad entre 55 y 70% (Metcalf y Eddy, 1979). El tiempo necesario para completar un ciclo de filtración comprende el tiempo requerido para llenar la prensa, el tiempo que el sistema se mantiene a presión, el tiempo requerido para lavar y descargar la torta y el tiempo requerido para cerrar la prensa.

Otro tipo de filtro prensa desarrollado recientemente es el filtro prensa de diafragma o de volumen variable (EPA, 1987). Es similar al filtro prensa de marco y placas pero, en este caso, el filtro cuenta con un diafragma localizado detrás de la tela filtrante. El sistema opera en etapas: primero se llena la prensa con el lodo previamente acondicionado y se aplica presión relativamente baja (7-10.5 kg/cm²) para que el agua empiece a drenar y se forme parcialmente la torta de lodo. Una vez que se ha cargado la prensa, la alimentación de lodos se detiene y se inicia el ciclo de compresión con el diafragma, por medio de aire o agua a presión al espacio formado entre el diafragma y las placas. De esta forma la torta de lodo es oprimida contra las paredes, consiguiendo una mejor eliminación de líquido. La presión aplicada al lodo se eleva entonces hasta 14-17.5 kg/cm². Esta compresión aumenta la concentración de sólidos en la torta entre 5 y 10 % de la forma adicional (EPA < 1987). Cuando finaliza este ciclo se abren las placas y se procede a descargar la prensa.

La deshidratación de lodos en filtros prensa produce una torta con una concentración de sólidos muy alta, probablemente la más alta que se pueda obtener por medios mecánicos. Sin embargo, requiere más atención por parte de los operadores que cualquier otro equipo similar, además de que los costos de operación y mantenimiento involucrados son altos.

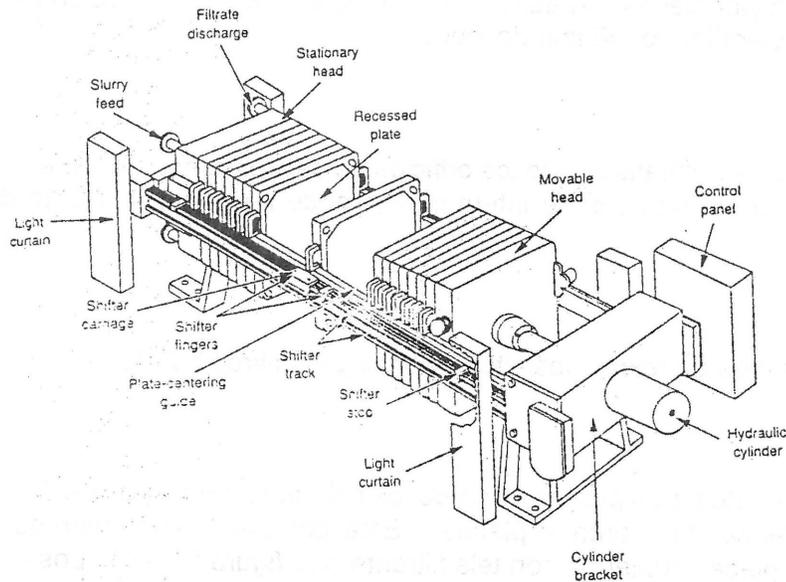


Fig. 12.13 Esquema de un filtro prensa de marco y placas

Filtros de bandas

El diseño de los filtros banda está basado en un concepto muy simple. El lodo es prensado entre dos bandas porosas que pasan tensadas alrededor de rodillos de diferentes diámetros. La presión sobre el lodo aumenta conforme el diámetro de los rodillos disminuye. La fig. 12.14 muestra un esquema simplificado de un filtro de bandas típico.

El proceso normalmente se lleva a cabo en cuatro etapas:

- Acondicionamiento con polímeros;
- zona de drenado por gravedad;
- zona de baja presión;
- zona de alta presión.

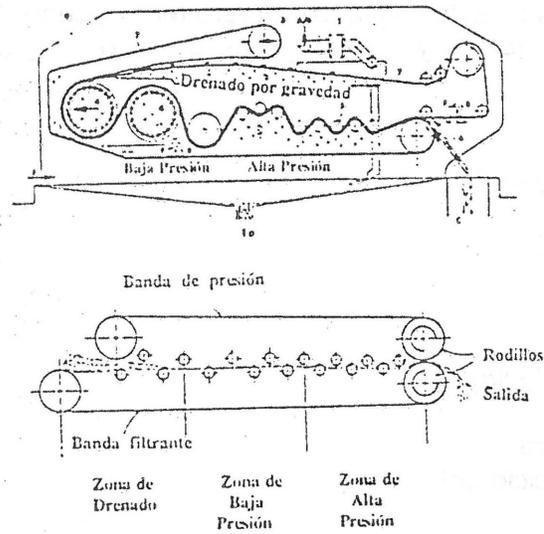


Fig. 12.14 Esquema de un filtro de lodos de banda típico

El lodo previamente acondicionado se descarga sobre la banda superior en la zona de drenado por gravedad. En esta sección, el agua libre en el lodo drena a través de la banda por efecto de la gravedad alcanzándose un aumento en la concentración de sólidos entre 5 y 10% con respecto a la alimentación (EPA, 1987). En esta fase el volumen del lodo se reduce en aproximadamente 60%.

La zona de baja presión es el área donde las bandas superior e inferior se juntan, apresando entre ellas al lodo. Esta zona es muy importante porque se comienza a formar una torta de lodo firme que debe resistir la fuerte presión en la siguiente etapa.

En la última etapa las bandas pasan alrededor de una serie de rodillos, generalmente de diámetro decreciente, comprimiendo y deshidratando al lodo.

Algunas ventajas importantes de este tipo de filtro son:

- Su operación es continua;
- produce una torta bien deshidratada (20 a 30% de sólidos);
- consume poca energía.

Su principal desventaja es la corta vida de las bandas (epa, 1987)

Descripción del proceso (filtro prensa)

El lodo adicionado químicamente se bombea entre dos placas, se aplica presión de aproximadamente 60 a 80 psi y se mantiene en esas condiciones durante 1 a 3 horas. Esta fuerza al líquido a pasar por un medio filtrante y salir del filtro, las placas se separan y el lodo es removido. El filtrato es normalmente retornado al influente de la planta. El espesor de la masa de lodo varía de 1 a 1.5 pulgadas (2.54 a 3.81), el contenido de humedad varía de 55 a 70% y el tiempo de filtración de 3 a 8 horas. Estudios extensivos recientes muestran que los filtros prensa pueden operar con un diferencial de presión máximo de 100 psi y en algunos casos hasta 225 psi, produciendo masas de lodo con concentraciones de sólidos superiores al 50%. Los productos químicos usados son la cal, cloruro férrico, ceniza muy fina, polímeros de alumbre u otros, dependiendo del tipo y características del lodo.

Criterios de diseño

Volumen de cámara [pies ³ /camara]	0.75-2.8
[m ³ /camara]	0.21-0.79
Area de filtro [pies ² /camara]	14.5-45
[m ² /camara]	1.35-4.18
Número de cámaras	hasta 100
Espesor de la masa de lodos [pulg]	1 - 1.5
[cm]	2.54-3.81
Flujo de lodos de [lb/ciclo-pies ²]	2
alimentación (base seca) [kg/ciclo-m ²]	9.8

Eficiencia del proceso

En general, se pueden obtener masas con concentraciones de sólidos de 25 a 50 por ciento. Se han obtenido masas con concentraciones de 45 por ciento con acondicionamiento químico (de 5 a 7.5 por ciento FeCl₃ y de 10 a 15 por ciento de cal) y ciclos de 1.0 a 2.0 hr. Con acondicionamiento de 100 a 250 por ciento de cenizas muy finas, se han conseguido masas con concentraciones de 50 por ciento en lodos, de varios tipos, con contenido de SST de 1 a 10 por ciento.

Consumo de energía

Centrifugación: Los requerimientos de energía eléctrica dependen del tamaño y tipo de centrifuga a usar, pero pueden ser estimados en base a 18,000 kWh/año/ton de sólidos secos/día para lodos de cal y de 35,500 kWh/año/ton de sólidos secos/día para lodos biológicos.

Confiabilidad del proceso

Filtración a Presión: El desgaste de los empaques de las placas es un problema frecuente, lo cual requiere mantenimiento.

12.8 INCINERACIÓN

La incineración es la combustión completa de todas las sustancias orgánicas presentes en el lodo. Es el método más eficiente de estabilización, ya que destruye totalmente los organismos presentes en el lodo, elimina los malos olores y transforma todo el material orgánico a dióxido de carbono, agua y cenizas.

Actualmente, la incineración de lodos se lleva a cabo con gran éxito en hornos de pisos múltiples, incineradores de lecho fluidizado y sistemas de secado instantáneo (Cheremisinoff, 1988).

Debido a que es un equipo relativamente simple, durable y lo suficientemente flexible para quemar una amplia variedad de materiales, el horno de pisos múltiples es uno de los dispositivos más eficientes y antiguos empleados para el secado e incineración de lodos (EPA, 1979). Consiste de un cilindro metálico con varios hogares dispuestos en planos horizontales y una flecha central giratoria que acciona rastras para cada piso. El lodo previamente deshidratado se alimenta a través de una compuerta en lo alto del horno y va bajando de piso con la ayuda de las rastra. En los pisos superiores se vaporiza el exceso de humedad y se enfrían los gases de escape. En los pisos intermedios los sólidos volátiles se queman y, finalmente los pisos inferiores se usan para la combustión lenta de algunos compuestos y para el enfriamiento de las cenizas. La temperatura de operación en la sección superior es de aproximadamente 550° C, en la sección intermedia entre 900 y 1000°C y de 350°C en el fondo del incinerador (Vesilind, 1979).

La incineración en lecho fluidizado se lleva a cabo en un lecho de arena utilizado como depósito térmico para favorecer la combustión uniforme de los sólidos. En este caso, es totalmente indispensable que el lodo sea previamente deshidratado y precalentado, aproximadamente hasta 700°C, antes de entrar al reactor de lecho fluidizado (Vesilind, 1979). Dentro del reactor el lodo se seca y oxida a aproximadamente 815°C, mientras que los gases resultantes de la combustión, la ceniza y el vapor de agua salen a través de un separador (por vía húmeda) donde se separa la ceniza de los gases, los cuales salen por una chimenea (Metcalf y Eddy, 1979).

El sistema de secado instantáneo se utiliza para el secado o para la incineración de lodos: pueden realizar ambas operaciones simultáneamente. Parte del material ya secado se mezcla con la alimentación de lodo y el conjunto se seca con una corriente de gases calientes. Tras la separación de los gases del lodo seco en un ciclón, se divide el lodo seco en dos corrientes enviándose una parte de él a la entrada para mezclarse con lodo crudo y la otra al horno de incineración o a su disposición como lodo seco. El vapor del ciclón se regresa al horno para su deodorización.

Incineración de lodos.

La incineración de lodos de aguas residuales consiste básicamente en dos procesos:

- . Evaporación del agua.
- . Incineración de la sustancia seca con una cierta adicción de combustible, en caso de que el contenido de calor de la sustancia seca no proporcione el calor necesario para la evaporación.

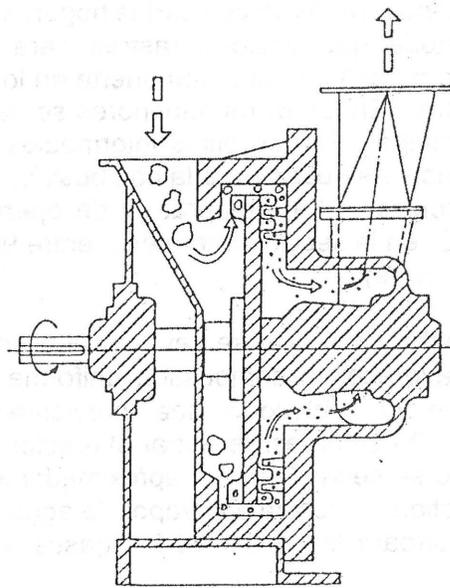
La ignición prácticamente sólo puede iniciarse cuando el último contenido de agua ha sido

evaporado. En vista de que los lodos crudos, independientemente de la forma de deshidratado, contienen del 40 al 75% de agua, la incineración de lodos es principalmente un problema de presecado del lodo.

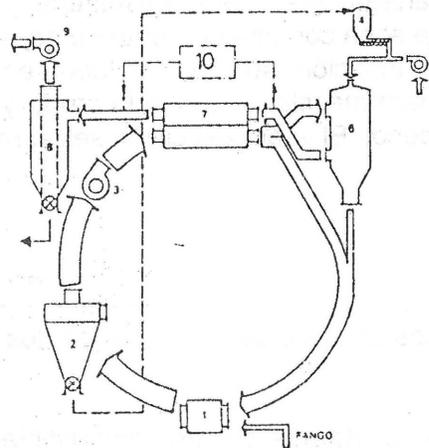
Para realizar la incineración de lodos, acorde con las ideas apuntadas anteriormente, dos elementos deben ser seleccionados con sumo cuidado:

- . el molino secador y
- . el incinerador de polvo

El molino secador es una máquina, que simultáneamente seca y tritura el material, mientras se obtiene el producto pulverizado. En el secador de lodos, puede ser obtenido un contenido de agua del producto fino seco comprendido entre el 3 y el 10%.



Molino-Secador



- 1 molino secador
- 2 separación de materia seca
- 3 soplador de vapores
- 4 almacenado de materia seca
- 5 ventilador de aire primario
- 6 inflamador de polvo
- 7 intercambiador de calor
- 8 filtro
- 9 ventilador de flujo de gases

Diagrama del sistema de incineración
(Tipo VON ROLL)

Ventajas y Desventajas

La incineración ofrece significantes ventajas sobre las anteriores opciones de uso o disposición, reduce el lodo a un residuo compacto que consiste de aproximadamente un 20% del volumen original de los sólidos y esto elimina algunos problemas ambientales por la completa destrucción de patógenos y la degradación de muchos tóxicos orgánicos. Los metales, sin embargo, no son degradados, y su concentración aumenta en las cenizas.

Un problema potencia con los sistemas de incineración es la fiabilidad de operación. Es así porque la incineración está más altamente mecanizada que otras alternativas de uso o disposición, y está sujeta a la variabilidad en la cantidad y calidad del lodo y a errores en el equipo y en la operación. La inconsistente calidad del lodo alimentado y el pobre mantenimiento pueden incrementar grandemente la frecuencia de éstos problemas.

Se puede usar la incineración como el método último de disposición de los lodos, y cuando éstos han sido desecado para obtener un contenido mayor de aproximadamente 30%, el calor de combustión de los sólidos de los lodos es suficiente para evaporar el contenido residual de agua. No obstante la incineración no resuelve completamente el problema de la disposición, porque todavía es necesario disponer la ceniza residual, descargándola sobre el terreno o en el mar. La ceniza se puede también aprovechar en el acondicionamiento de lodos y como un auxiliar filtrante en la desecación.

Oxidación húmeda

El proceso de oxidación o combustión húmeda se lleva a cabo a presión y temperatura elevadas en presencia de agua líquida. Ha sido patentado y comercializado con el nombre de proceso Zimpro (EPA, 1974). Operando a temperatura y presión menores se emplea como acondicionamiento para la deshidratación.

A diferencia de los procesos convencionales de combustión, este proceso realiza la oxidación de lodo crudo húmedo. Si se aplica la temperatura, presión y tiempo de reacción adecuados y se proporciona al sistema el aire u oxígeno suficientes, se alcanza el grado de oxidación deseada.

El lodo crudo se mezcla con aire a presión y se envía a través de una serie de intercambiadores de calor al reactor, el cual se encuentra a presión regulada con el propósito de mantener el agua en fase líquida a la temperatura de operación del reactor, entre 175 y 316°C (Metcalf y Eddy, 1979). Los productos que salen del reactor son una mezcla de gases, líquido y cenizas.

Pirólisis

La mayoría de las sustancias orgánicas son térmicamente inestables, por lo que al calentarse en una atmósfera deficiente en oxígeno se llevan a cabo reacciones químicas durante las que se producen fracciones gaseosa, líquida y sólida. A este proceso se le conoce como pirólisis. En contraste con los procesos de combustión, que son altamente exotérmicos, la pirólisis es un proceso endotérmico.

La pirólisis se lleva a cabo a temperaturas desde 370 a 870°C en ausencia de aire o cualquier otro gas que facilite la combustión.

12.9 DISPOSICIÓN DE LODOS Y CENIZAS

Una vez que los lodos han sido tratados, están listos para su disposición final. Los métodos comunes para llevarla a cabo son:

- Relleno sanitario;
- uso como mejorador de suelos;
- disposición sobre terrenos;
- confinamiento controlado;

El método elegido determina en gran medida el tipo de tratamiento previo que requieren los lodos.

Sistema de Composteo

Descripción del Sistema de Composteo

El sistema de composteo se define como la estabilización biológica de la materia orgánica bajo condiciones controladas. La estabilización ocurre en presencia de oxígeno; esto diferencia al composteo de otros procesos naturales que no se llevan a cabo bajo condiciones controladas, como son la putrefacción o fermentación.

Durante el composteo moléculas orgánicas complejas son descompuestas en componentes simples, esto a través de la actividad y crecimiento de las bacterias, actinomicetos y hongos; logrando así que los residuos orgánicos después del proceso aún se degraden pero en un grado muy bajo, siempre que la actividad microbiológica sea favorable. Durante el proceso los microorganismos utilizan una porción de carbono y nitrógeno para la síntesis de materiales celulares, de esta forma crecen y su actividad y los procesos mismos de su desarrollo (respiración) generan calor, teniendo como consecuencia un incremento en la temperatura; de esta forma un tipo particular de microorganismos llega a predominar, los llamados termofílicos. El rango óptimo de temperatura para estos microorganismos está entre 40 y 75 °C.

La intensidad y duración de este valor interno produce la rápida destrucción de microorganismos patógenos. De esta forma los compuestos orgánicos productores del mal olor son rápidamente eliminados, asegurando la estabilidad del producto final. El composteo es un método que elimina la necesidad de digestores y otros procedimientos costosos.

Son parámetros determinantes en el proceso de composteo: el contenido de humedad, la temperatura, el pH, nutrientes y la concentración de oxígeno:

Fase 1: Alta reacción. Composteo.



Fase 2: Baja reacción. Curado



En la Fig. se puede observar un diagrama de flujo del sistema de composteo. Los dos componentes básicos del composteo son: lodo y material acondicionador.

Materiales acondicionadores.

Para asegurar el rápido composteo aerobio, el lodo debe ser mezclado como un material acondicionador que proporcione la estructura, textura y porosidad necesarias para la aeración mecánica. El material acondicionador, generalmente orgánico, puede funcionar como una fuente de carbono que proporciona energía adicional para los microorganismos durante el composteo.

Las cantidades necesarias de material acondicionador están en función del contenido de humedad del lodo. Se requiere que el material acondicionador esté lo suficientemente seco para proporcionar la porosidad necesaria para el flujo de aire, una vez mezclado con el lodo y colocado en el sitio de composteo. Par un lodo desaguado con un 20% sólidos, la relación más efectiva de agente acondicionador-lodo se encuentra entre 1:1 y 4:1 en un volumen básico aparente. La mezcla debe ser porosa y no contener líquido libre.

Estos materiales deben también tener la suficiente capacidad de absorber humedad para producir la deshidratación del lodo. Muchos materiales considerados como desperdicios presentan las propiedades necesarias de un material acondicionador, tales como: aserrín, viruta, cascarilla de arroz, cascarilla de cacahuete y bagazo de caea.

Algunos materiales acondicionadores pueden ser reutilizables. Muchas veces algunos pueden llegar a formar parte de la composta. De esto depende el valor que pueda tener la composta en el mercado.

Proceso de composteo.

La secuencia de las operaciones en el proceso de composteo es la siguiente:

Mezclado

El lodo y material acondicionador deben ser mezclados de manera que los terrones de lodo no sean más grandes de 7.5 cm de diámetro. Si son más grandes el rango de descomposición es bajo y no se alcanza las temperaturas óptimas. Varias máquinas pueden ser usadas para realizar esta operación. Por ejemplo, un cargador frontal, rotatorias o equipo sofisticado pero resulta más costoso.

El lodo y el material acondicionados pueden mezclarse directamente en el área de composteo con un cargador frontal o en un sitio cercano al filtro prensa por medio de un mezclador estacionario.

Composteo

Después del mezclado se realiza la operación de composteo. Durante este período, la mezcla es aereada y el proceso biológico descompone el lodo y genera altas temperaturas (mayores

de 55°C) destruyendo los microorganismos patógenos. El oxígeno requerido para el proceso puede suministrarse por medios mecánicos o por aeración forzada.

Curado

Después del proceso de composteo, la composta fresca se someterá a un proceso de curado o estabilización. Esta fase se caracteriza por bajas temperaturas, bajos consumos de oxígeno y poca producción de olor. En esta etapa de curado, la degradación y estabilización del producto continua lentamente. Representa un seguro adicional en la degradación de tóxicos orgánicos y reducción de patógenos. Durante el curado, la composta debe almacenarse en un sitio cubierto para evitar que absorba humedad.

Secado y cribado.

Estas operaciones son opcionales y se realizan dependiendo de las características que se desean en el producto final. Si es necesario el cribado y la composta fresca presenta un exceso de humedad, la operación de secado debe realizarse antes del cribado. En caso de que la composta esté lo suficientemente seca para realizar un adecuado cribado (contenido de humedad por debajo del 35%), el secado no se realiza. Si es enviada al almacén, la composta debe tener un contenido de humedad del 15%.

El cribado tiene como propósito la recuperación de una parte del material acondicionador para reciclarlo y proporcionar al producto características que favorezcan su comercialización. Si la composta fresca presenta las características deseada y no es necesario recuperar material acondicionador, esta operación no se realiza.

Almacenamiento

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

Distribución

El sistema de distribución depende de la localización y del tipo de mercado (viveros, reforestación, recuperación de suelos, etc.).

Factores que influyen en el proceso de composteo

Humedad

La humedad óptima para el proceso de composteo se encuentra entre 40 y 60% (en peso), valores menores disminuyen la rapidez del proceso porque el agua es esencial para el crecimiento microbiano y por arriba del 60% hay disminución en el espacio disponible para la circulación del aire y pueden presentarse condiciones anaerobias reduciendo a su vez la temperatura y produciendo olores.

Temperatura

La temperatura en el proceso de composteo es el principal indicador de qué tan bien está operando el proceso. La relación entre tiempo y temperatura proporciona un índice relativo a la destrucción de microorganismos patógenos. Por ejemplo, a una temperatura de 55°C

durante 3 días consecutivos se puede asegurar la destrucción total de patógenos.

A medida que avanza el proceso, la temperatura se incrementa rápidamente y pasa de un rango mesofílico a uno termofílico, cuando alcanza los 40°C. La descomposición de materiales orgánicos es más rápida en un rango termofílico. Dentro de este rango termofílico las temperaturas óptimas se encuentran entre los 55 y 60°C.

El contenido de humedad, la tasa de aeración, la forma de la pila, las condiciones atmosféricas y el contenido de nutrientes, influyen en la distribución de la temperatura en el proceso de composteo.

pH

Las características químicas, tanto del lodo residual como del material acondicionador pueden causar efectos adversos en el proceso de composteo. Es recomendable, para la mezcla lodo-material acondicionador, un pH entre 5 y 8, de esta forma se asegura el crecimiento y actividad óptimos de los microorganismos responsables del proceso. Es por esto que las características químicas de los residuos son importantes para la sucesiva estabilización de estos por composteo.

Nutrientes

Esto se refiere a la relación C/N. La descomposición puede ser limitada por la cantidad de carbono (C), nitrógeno (N) o la relación (C/N). Para que el proceso de descomposición proceda rápidamente, la relación C/N deberá encontrarse entre 30:1 y 40:1 y la ideal dentro de este rango es de 35 (1). Con relaciones más bajas, habrá pérdida de N a través de la volatilización en forma de amoníaco y éste es posiblemente el nutriente simple más importante para las plantas. A su vez una elevada relación (50:1) limita el proceso de composteo porque el N no es suficiente para mantener la población microbiana. Como los residuos tienen una relación aproximada de alrededor de 10:1, para asegurar un efectivo composteo, debe ser incrementada a cerca de 30:1 mediante la adición de material acondicionador rico en carbono.

Oxígeno.

Es necesario un suministro constante de oxígeno para asegurar las condiciones aerobias del proceso. Los niveles recomendables deben mantenerse en un rango de 5 a 15% en volumen. Un incremento de la concentración de oxígeno arriba del 15% resultará en una disminución de la temperatura. Una carencia de O puede provocar condiciones anaerobias, con la consecuente generación de olores. Las condiciones aerobias son mantenidas por medio de inyección de aire a la pila de composteo en una determinada proporción y en algunas ocasiones este aire se envía a una pequeña pila filtro de olor compuesta de composta curada y cribada, donde los olores son absorbidos.

Sistemas de Composteo

Camellón

En este sistema la mezcla lodo-material acondicionador es colocada en pilas largas que son aeradas por volteo mecánico.

Las pilas deben aerearse diariamente en la primera etapa del proceso, cuando el sistema tiene

una alta demanda de oxígeno, y posteriormente 3 veces por semana, de esta forma se asegura que todos los puntos de la pila queden expuestos a las altas temperaturas y eliminar así microorganismos patógenos.

La sección transversal de la pila, debe ser trapezoidal o triangular dependiendo del equipo usado para el volteo de la pila. Las dimensiones típicas de la pila son: 4.5 m de ancho y de 1-2 m. de altura.

El composteo en camellones afectado por factores climatológicos y por esta razón se dificulta su control.

Los períodos de composteo y curado para este método son de: 21 y 30 días respectivamente.

Este sistema se ha utilizado en Beltsville, Maryland, USA.

Pila Estática

Un sitio de composteo, cercano a la planta de tratamiento de aguas residuales, disminuye los costos por acarreo y transporte del lodo, material acondicionador y equipo y disminuye los requerimientos de mano de obra, logrando con esto una utilización más efectiva del espacio asignado para la operación de composteo.

El tamaño de la pila puede ser adaptado de acuerdo a las diferentes tasas de producción de lodo, de cada planta de tratamiento.

En este sistema de composteo el equipo de aeración consiste en una serie de tuberías perforadas, colocadas en la parte inferior de la pila, el aire se suministra por medio de un soplador. La tubería se cubre con una capa de material acondicionador, para suministrar una aeración uniforme. Sobre esta capa protectora se construye la pila, la cual se cubre con composta cribada o sin cribar, que sirva para aislar y ayudar a mantener la temperatura uniforme y conseguir una superficie impermeable, para prevenir que el lixiviado llegue a agua subterránea o al equipo Ver. Fig.

Temperaturas alcanzadas durante el composteo.

La descomposición microbiana de la fracción orgánica volátil del lodo en una atmósfera aerobia provoca un aumento en la temperatura de toda la pila a cerca de 60°C destruyendo de esta forma a organismos patógenos que pueden causar enfermedades. Las temperaturas en la pila se incrementan rápidamente al rango termifílico o más altas. Estas comienzan a bajar después, indicando que la microflora ha utilizado la mayoría de los materiales orgánicos biodegradables y que el lodo residual ha sido estabilizado y transformado en composta.

Aeración y fuente de oxígeno

Los ventiladores centrífugos con aspas axiales son generalmente los mecanismos más eficientes para desarrollar la presión necesaria para mover el aire a través de las pilas de composta y de las pilas filtro de olor. Una tasa de aeración de aproximadamente 1300 pies cúbicos (99 m³) por hora por tonelada de lodo (peso seco) puede mantener los niveles de oxígeno en la pila entre 5 y 15% para asegurar una rápida descomposición del lodo y aumentar la actividad termofílica. La difusión del aire se realiza por medio de una tubería de plástico, PVC o fierro, que se conecta al ventilador. Esta tubería pueda dañarse después de realizar el desmonte de la pila; en el caso de la tubería de fierro, ésta se puede retirar antes de desmontar

la pila para reutilizar la tubería en montajes posteriores. Existe también la posibilidad de utilizar canales de aeración contruidos sobre la base pavimentada y cubiertos con placas perforadas para la difusión del aire.

En algunos casos la pila puede representar una fuente de olores. Estos olores se eliminan succionando el aire de la pila y enviándolo a pilas filtro de olor por medio de una tubería de plástico flexible.

Control de condensado y lixiviado.

El suministro de aire tiene como función el calentamiento y remoción de la humedad en la pila. Cerca de la base de ésta la temperatura es ligeramente más fría, como consecuencia de la pérdida de calor por el piso. Esto provoca la condensación del aire cuando éste alcanza a enfriarse humedeciendo la pila. Si el condensado es bastante, drenará de la pila, lixiviando algo del lodo, si no drena se puede acumular y bloquear el flujo de aire. Si el material acondicionador está seco al momento del mezclado no habrá lixiviado. Este puede representar una fuente de olor si contiene lodo.

Operaciones de monitoreo

El proceso de composteo en pila estática es relativamente insensible a los cambios en las condiciones de operación y materiales, sin embargo, para llevar a cabo una operación económica, producir un producto de calidad adecuada y la reducción de contaminantes, es necesario el control y monitoreo de los parámetros de operación.

La temperatura y la concentración de oxígeno deben monitorearse continuamente. Se deben realizar determinaciones periódicas de las concentraciones de sólidos totales y sólidos volátiles.

Pila Aerada extendida

Otra versión de la pila aerada es la pila extendida. La producción de lodo de cada día se mezcla con el material acondicionador y se añade a un lado de las producciones anteriores, de esta manera se forma una pila continua. Para construir una pila extendida, la producción del primer día se coloca en una pila individual con sección transversal triangular pero sólo un lado y los extremos se cubren con composta cribada. El lado restante es espolveado con 2.5 cm de composta cribada para el control de olor. El segundo día, la tubería de aeración se coloca en la superficie de la cama paralelamente al lado polveado, se coloca una capa de material acondicionador y la mezcla lodo-material acondicionador se instala de manera que forma una pila extendida con una sección transversal trapezoidal. De igual forma, la clima y los bordes se cubren con composta cribada y el lado restante con polvo de composta. Después de completar 7 secciones en forma secuencial, se deja el espacio suficiente para operación del equipo de acarreo.

Los períodos de composteo y curado para los métodos de pila estática y pila aerada son de: 21 y 30 días respectivamente.

Reactor

En un sistema típico el lodo residual y el material acondicionador son mezclados y después transportados al reactor. Después de 14 días de tiempo de retención, la composta es curada

en otro reactor por aproximadamente 20 días, durante los cuales el composteo continua a una velocidad más baja.

Muchos de los parámetros del proceso de composteo en reactor son similares a los de procesos tales como el de pila estática. El lodo debe contener aproximadamente un 25% de sólidos totales y la mezcla lodo/material acondicionador debe tener contenidos de humedad entre un 50 y 65%, una relación C/N en un rango de 20 : 1 a 30 : 1 y un pH entre 5 y 6.

Hay dos tipos básicos de sistemas en reactor: el estático y el dinámico. En sistemas dinámicos, el lodo y material acondicionador son remezclados físicamente durante la aeración. En sistemas estáticos, los materiales no se remezclan. Los sistemas estáticos pueden ser reactores cilíndricos, rectangulares o en túnel y los sistemas dinámicos consisten en tanques rectangulares o reactores circulares.

El reactor cilíndrico o tipo silo es probablemente el más antiguo. En un sistema típico, el lodo, composta reciclada y el material acondicionador son mezclados y alimentados al reactor de manera que la mezcla fresca es distribuida dentro del reactor en capas sucesivas. El material es aerado por medio de una tubería perforada que inyecta aire al reactor. Los gases son tratados antes de su eliminación a la atmósfera. El material es sacado del reactor por medio de un dispositivo rotatorio.

El sistema incluye varios procesos de control. Las temperaturas en el reactor son medidas en diferentes puntos y el oxígeno y contenido de dióxido de carbono del gas deben ser monitoreados continuamente. El flujo de aire es ajustado por un microprocesador basado en el análisis de los datos de salida del gas.

Un sistema de composteo completo comprenden un área para el mezclado, uno o más reactores en donde se lleva a cabo el composteo y reactores de curado.

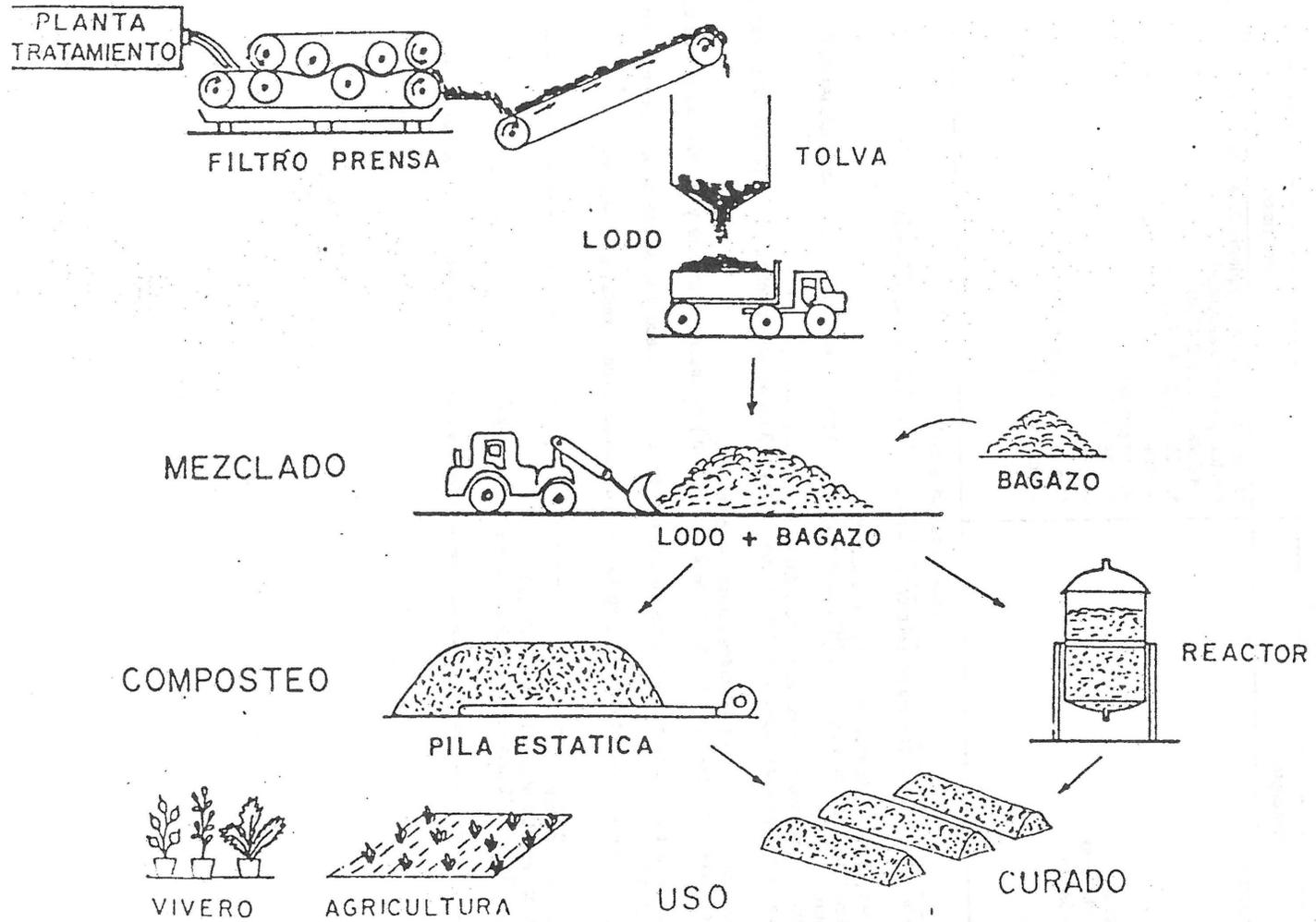


FIG. 12.15 Composteo de lodos residuales

Equipo complementario incluye, mezcladores, controles y equipo para el manejo de materiales.

Criterios de diseño

Composteo de Lodos en Hileras	
Concepto	Dimensión
Requerimiento de terreno	1/3 acres/ton seca/día, equivalente a una población de 10,000 con trat. primario y secundario.
Altura	4 a 8 pies (1.22 a 2.44 m)
Base (ancho)	12 a 25 pies (3.66 a 7.63 m)
Largo	Variable
Contenido de humedad	45 a 65 por ciento
Relación Carbono/Nitrogeno	30 a 35 : 1
Relación Carbono/Fósforo	75 a 150 : 1
Flujo de aire	10 a 30 pies ³ /día/lb de SV
Tiempo de retención	6 semanas a 1 año
Composteo de Lodos en Pilas	
<p>Procedimiento para la construcción de una pila para el procesamiento de 10 ton secas (43 ton húmedas):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Base de 6 pulgadas (15.24 cm) de espesor con abono no cribado 2. Tubería de plástico (PVC) perforada de 4 pulg (10 cm) de diámetro y 94 pies (29 m), con perforaciones de 0.25 pulg (0.61 cm) de diámetro. 3. Se cubre la tubería con una capa de abono no cribado o virutas de madera de 6 plg (15.24 cm). 4. Se conecta la tubería anterior a un soplador de 1/3 HP con 14 pies (4.3 m) de tubería sólida, provista con colector del condensado. 5. Se programa un cronómetro a andar por 4 minutos y parar por 16 minutos. 6. El soplador se conecta a una pila cónica pequeña de 2 yd³ (1.53 m³) de virutas de madera y 10 yd³(7.65 m³) de abono cribado. 7. Se pone encima de la base preparada anteriormente una mezcla de lodo húmedo y el agente de abultamiento, con una relación volumétrica de 1:2.5. 8. Se cubre la masa anterior con abono cribado de 12 pulg. (30.3 cm) de espesor como cubierta para el aislamiento. 	
<p>Flujo de aire: 100 pies³/h/ton de lodo. Requerimientos de área para 10 ton/día: 3.5 acres (1.42 hab). Dimensiones de la pila: 53 pies x 12 pies x 8 pies de altura (16.2 m x 3.7 m x 2.5 m).</p>	

El criterio básico para lograr un composteo exitoso consiste en que el material a procesar sea poroso, de estructura estable y con un contenido suficiente de material degradable, para que la reacción de degradación se mantenga. Otro criterio de diseño, igualmente importante es la flexibilidad. Se debe de prever una operación continua del sistema, aunque se presenten cambios en el contenido de sólidos en el lodo y de volúmenes, y cambios en el suministro del agente de abultamiento. Los criterios de diseño son:

Eficiencias del proceso

El lodo se estabiliza generalmente después de 21 día, a temperaturas elevadas. Durante los primeros 3 o 4 días se producen temperaturas de 60 a 80°C, período durante el cual se eliminan olores, patógenos y semillas. Temperaturas por arriba de 131°F (55°C) por períodos largos pueden destruir efectivamente patógenos. El producto final es un material con apariencia de humus, libre de malos olores y útil como acondicionador de suelos, que contienen niveles bajos de macronutrientes esenciales para plantas, tales como nitrógeno y fósforo, y frecuentemente niveles adecuados de micronutrientes, como zinc y cobre. El de las hileras el lodo es convertido a un residuo orgánico, reducido en volumen en un 20 a 50 por ciento.

Otras características

Impacto Ambiental: El proceso tiene requerimientos altos de terreno, con potencial de olores, pudiendo ser estéticamente indeseable. El producto final representa un beneficio al ambiente cuando se usa para acondicionador de suelos.

Confiabilidad del Proceso: Altamente confiable. Las temperaturas ambiente y lluvias moderadas no afectan al proceso.

Consumo de Energía: El consumo de combustible varía con las condiciones específicas del lugar y con la operación y el equipo usado. El consumo de energía en la construcción de una pila para el manejo de 10 ton secas/día se puede estimar en 75,000 kWh/año ó 7,500 kWh/año/tonelada seca de lodo. El consumo de combustible para el manejo de 10 ton secas/día puede ser estimado en 2,29 millones de kWh/año o 229 MWh/año/tonelada de lodo.

Relleno Sanitario

Es un método de disposición en el que el lodo es depositado en un Área específica, con o sin residuos sólidos y enterrados debajo de una cubierta de suelo.

El relleno es primeramente un método de disposición en el que no se recuperan nutrientes y solo se recupera energía.

Es necesario disponer de un área para el relleno al igual que para la aplicación al suelo, sin embargo hay una diferencia importante. Cuando el lodo es depositado en un relleno sanitario, la degradación anaerobia ocurre porque el oxígeno es insuficiente para la descomposición aerobia. Las condiciones anaerobias degrada el lodo más lentamente que los procesos aerobios.

Los procedimientos sanitarios apropiados de la disposición en relleno minimizan muchos de los problemas relativos a la salud y el ambiente. Sin embargo, la contaminación de aguas subterráneas por constituyentes presentes en el lodo del relleno es una preocupación constante. La contaminación de agua subterránea puede ser difícil de detectar, generalmente se detecta cuando el daño ha ocurrido y si ha sido detectada es muy difícil de eliminar.

Estos problemas se pueden prevenir con la planeación y elección del sitio adecuado para la disposición.

La disposición en relleno sanitario sigue siendo un método popular de disposición, pero el incremento de los costos por concepto de suelo lo ha hecho incosteable.

Existen dos tipos de disposición en relleno.

- Disposición, en el cual el lodo es enterrado generalmente en zanjas y cubierto con tierra.
- Codisposición, en el cual el lodo es depositado en el suelo junto con residuos sólidos municipales. Los residuos sólidos absorben el exceso de humedad del lodo y reducen el desplazamiento del lixiviado.

Este último presenta algunas ventajas:

- Corto tiempo de retención. Es un proceso más rápido que el de disposición de lodo únicamente.
- Bajos costos.

Desventajas:

- Presencia de malos olores. Estos se presentarán dependiendo del grado de estabilización de la materia orgánica del lodo.
- Problemas de operación. Dado que se requiere mezclar lodo relativamente líquido con basura.
- Lixiviados. Los ácidos orgánicos formados durante la descomposición anaerobia del lodo del relleno pueden aumentar el lixiviado de metales de la mezcla lodo-residuos sólidos. Es por eso que deben ser instalados sistemas de colección y tratamiento.

El lixiviado es generado por el exceso de humedad en el lodo. El tipo y cantidad de los constituyentes en el lixiviado del lodo de un relleno dependen de la naturaleza de éste.

Si el lixiviado de un relleno sanitario llega a un acuífero, los metales pesados y tóxicos orgánicos son de particular preocupación por los posibles efectos adversos a la salud. Si el lixiviado llega a aguas superficiales, los elevados niveles de nutrientes pueden causar toxicidad en los vegetales.

El lixiviado puede ser colectado por una serie de tuberías que interceptan y canalizan el lixiviado a un tanque.

Rango de concentraciones de constituyentes en el lixiviado de rellenos sanitarios.

	CONCENTRACION (a)
Cloruro	20 - 600
SO ₄	1 - 430
Carbono orgánico total	100 - 15000
Demanda química de oxígeno	100 - 24000
Calcio	10 - 2100
Cadmio	00.1 - 0.2
Cromo	0.01 - 50
Zinc	0.01 - 36
Mercurio	0.0002 - 0.0011
Cobre	0.02 - 37
Fierro	10 - 350
Nitrógeno total Kjendahl	100 - 3600
Coliformes fecales	2400 - 24000
Estreptococos fecales	NMP/100 ml (b) 2100 - 240000 NMP/100 ml (b)
(a) Concentración en mg/l	
(b) NMP/100 ml	

Disposición de lodos en Lagunas

La disposición de lodos en lagunas es un método simple, de costo relativamente bajo (cuando se dispone de terreno suficiente y económico) y con requerimientos mínimos de operación y mantenimiento, especialmente en plantas de tratamiento pequeñas. Una laguna es un estanque de tierra, en el cual se deposita el lodo crudo o digerido.

Las lagunas de lodos crudos estabilizan los sólidos orgánicos por descomposición anaeróbica y aeróbica, lo cual puede causar olores indeseables y problemáticos. Los sólidos estabilizados se sedimentan en el fondo de la laguna y se acumulan. El exceso de líquido, si llega a existir, se retorna a la planta de tratamiento. Las lagunas deberán ser relativamente poco profundas, de 4 a 5 pies (1.22 a 1.53 m), si han de ser limpiadas con raspas.

Si las lagunas son llenadas con lodos digeridos, estas se diseñan con tiempos largos de secado, por medio del proceso físico de percolación y, principalmente de evaporación. El proceso es relativamente simple, y requiere de remociones periódicas del sobrenadante, el cual es retornado al influente de la planta de tratamiento, y de excavaciones ocasionales del lodo seco para su transporte al sitio de disposición final. El sobrenadante, bajo en sólidos suspendidos, es de mejor calidad que el sobrenadante de digestores secundarios, e inclusive que el de espesadores. El producto final sirve como acondicionador de suelos o para relleno de terrenos.

El tiempo de secado para lodos con 30 por ciento de sólidos es generalmente muy largo, puede llegar a requerir años. La eficiencia de las lagunas depende de las condiciones climatológicas y del tratamiento previo de los lodos. En climas cálidos y secos, los lodos bien digeridos son económica y satisfactoriamente tratados en lagunas por su simplicidad en la operación y su flexibilidad. Los lodos bien digeridos minimizan el potencial de problemas de olor, los cuales son inherentes en este tipo de sistemas. Se requiere de celdas múltiples para una operación eficiente.

Criterios de diseño.

Bordos: Pendiente de 1 : 2 en el exterior y de 1:3 en el interior con el fin de permitir el mantenimiento y evitar la erosión; Ancho de la superficie lo suficientemente grande para permitir la circulación de vehículos durante la limpieza.

Profundidad: 1.5 a 4.0 pies (0.46 a 1.22) de profundidad de lodos (depende del clima).

Celdas: Se requiere un mínimo de dos celdas por laguna.

Cargas: 2.2 a 2.4 lb de sólidos/año-pies³ (35.2 a 38.4 Kg/año-m³) de capacidad. 1.7 a 3.3 lb de sólidos/pie² (8.3 a 16 Kg/m²) de superficie por 30 días de uso. 1 a 4 pies²/capita (0.09 a 0.37 m²/capita) (depende del clima).

Decantación: Nivel de decantación individual o múltiple por retornos periódicos de sobrenadante a la planta de tratamiento.

Remoción de lodos: Intervalos de aproximadamente 1.5 a 3 años.

Consumo de energía

Requerimientos de energía sólo para el posible bombeo desde los digestores y bombeo del sobrenadante, cuando sea requerido. Los requerimientos aproximados de bombeo de lodos y del sobrenadante pueden ser estimados con la siguiente ecuación:

$$\text{kWh/año} = \{1140 (\text{Mgal/día}) \times (\text{Carga total})\} / \{\text{Eficiencia}\}$$

La eficiencia del bombeo de lodos puede variar desde un 75 a 40 por ciento, dependiendo del tipo de bomba a usar y su tamaño.

Otras características

Impacto Ambiental: Pueden producirse fuertes olores, al menos de que exista una apropiada digestión y una operación adecuada.

Requerimientos altos de terreno. El potencial de contaminación del agua subterránea es alto, al menos que se incorporen apropiadamente al diseño las características exactas del subsuelo.

Confiabilidad del proceso: La confiabilidad del proceso está en función de la confiabilidad del proceso aguas arriba (digestión).

Limitaciones: Existe un potencial muy alto de problemas de olor y de proliferación de insectos y roedores si el lodo dispuesto no está bien digerido. El control químico de olores no es satisfactorio completamente.

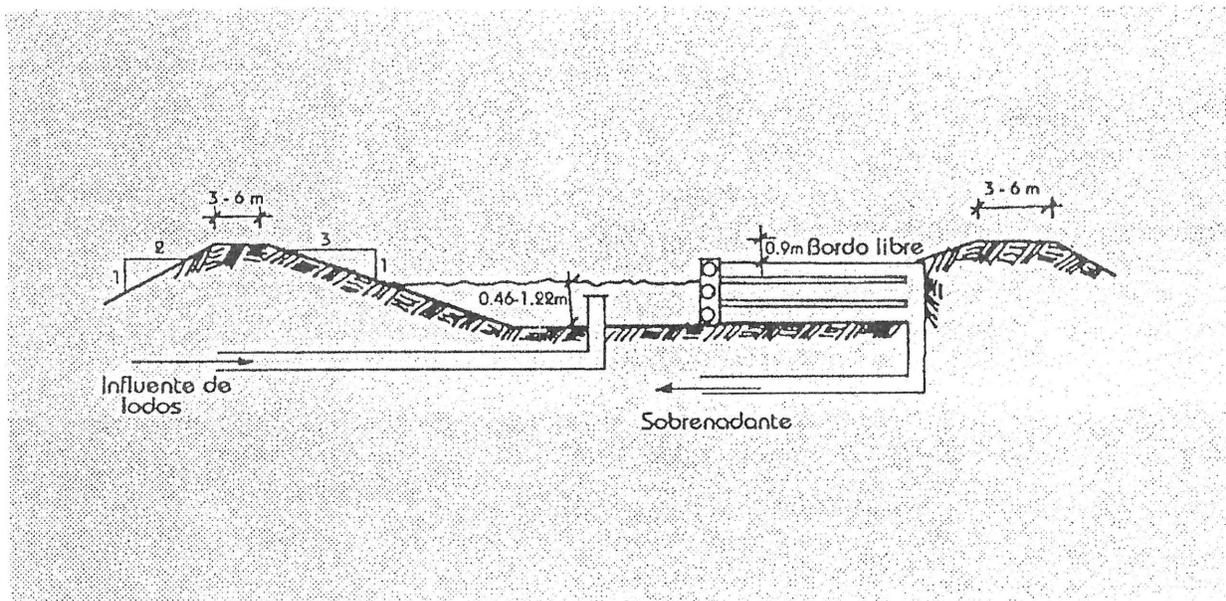


Fig. 11.16 Laguna de lodo

Ecuaciones para el dimensionamiento de lagunas:

Sólidos Secos producidos.

$$SSP = \{Q_s * S_o * (8.34) * (365)\} / \{100\}$$

Donde:

SSP = Sólidos secos producidos [lb/año]
 So = Contenido de sólidos en el influente [%]
 8.34 = Factor de conversión de gal a lb [lb/gal]
 365 = Conversión [días/año]

$$V = SSP / CS$$

Volumen de las lagunas

Donde:

V = Volumen requerido [pies³]
 SSP = Sólidos secos producidos [lb/año]
 CS = Carga de sólidos [lb/año-pies³]

Area Superficial.

$$AS = V / D$$

Donde:

AS = Área superficial [pies²]
 V = Volumen requerido [pies³]
 D = Profundidad de la laguna [pies]

Disposición de lodos en el suelo

No todos los tipos de lodos son apropiados para disponerlos en suelos, a causa de problemas potenciales de olores y de operación. Los lodos más apropiados para realizar la disposición en el suelo son aquellos que han pasado por un proceso de digestión y de deshidratación o incineración, lodos con contenido de sólidos igual o mayor a 15%. Obviamente, la adición de tierra a lodos, con contenido de sólidos menor a 15% puede producir un lodo apropiado para su disposición en el suelo. En general, se recomienda que sólo los lodos estabilizados sean dispuestos en el suelo. Existen dos alternativas para realizar la disposición de lodos en el suelo; relleno de terrenos (en capas y en montones) y de (zanjas angostas y anchas).

Disposición de Lodos en Zanjas: En este método se requiere de una excavación de tal forma que el lodo quede por debajo de la superficie del terreno original. Se requiere que el nivel freático este lo suficientemente profundo, con el fin de permitir la excavación y que quede una capa de subsuelo suficientemente ancha para evitar la contaminación del agua subterránea. El suelo se usa solamente como cubierta del lodo y no como un agente de abultamiento. Normalmente se aplica una capa de suelo sobre el lodo el mismo día que este es recibido; por esta razón las zanjas son más apropiadas que otros métodos para lodos no estabilizados o de baja estabilización. Existen dos tipos de zanjas. Estas incluyen zanjas angostas, con anchos menores a 10 pies (3.0 m) y zanjas anchas, con anchos mayores a 10 pies (3.0 m). La profundidad y el largo de ambas zanjas son variables y dependen del nivel freático,

estabilidad de las paredes y limitaciones del equipo. Después de que haya ocurrido el asentamiento máximo, aproximadamente un año, el área deberá ser renivelada para asegurar un drenaje adecuado.

Disposición de lodos en terrenos: El lodo es dispuesto normalmente sobre la superficie original del suelo. Debido a que no se requiere excavación y debido a que el lodo no se coloca por debajo de la superficie original del terreno, este método es particularmente útil en áreas donde el nivel del agua subterránea no es profunda. El contenido de sólidos del lodo no está necesariamente limitado, pero la estabilidad y la capacidad de resistencia del terreno deberán ser las adecuadas. Para obtener estas características, el lodo es comúnmente mezclado con tierra como un agente de abultamiento. Por la posible cercanía del agua subterránea, comúnmente se requiere de un recubrimiento del terreno. Existen tres métodos de la aplicación de relleno de terrenos; relleno en capas, relleno en montones, y envase de diques o bordos.

En el caso de relleno en montones, la mezcla de tierra y lodo es puesta en montones de aproximadamente 6 pies (1.8 m) de alto. Posteriormente se aplica una cubierta con un espesor mínimo de 3 pies (0.9 m), si se aplican montones adicionales al primero, la cubierta deberá ser de 5 pies (1.5 m) de espesor. En el caso de relleno en capas, el lodo puede tener un contenido de sólidos tan bajo como del 15%. Después de hacer la mezcla de lodo y tierra, ésta se aplica uniformemente sobre el terreno en capas de 0.5 a 3 pies (0.15 a 0.9 m) de espesor. Las cubiertas intermedias entre capas deben ser de 0.5 a 1.0 pies (0.15 a 0.3 m) de espesor. La cubierta final deberá ser de 2 a 4 pies (0.6 a 1.2 m) de espesor. En el método de envase de diques o bordos, el lodo es puesto totalmente por arriba de la superficie original del terreno. Se construyen diques sobre el terreno nivelado, de cuatro lados formando un área de envase, posteriormente se rellena este envase. Se pueden aplicar cubiertas en ciertos lugares durante el relleno, la cubierta final deberá ser puesta cuando el relleno sea terminado.

Criterios de diseño.

Las condiciones que deben cumplir el terreno y los lodos, así como criterio de diseño se presentan a continuación:

Disposición de Lodos en Zanjas		
Criterio de diseño	Zanja Angosta < 10 pies (3.0 m)	Zanja Ancha > 10 pies (3.0 m)
Contenido de sólidos	15 a 20% para anchos de 2 a 3 pies (.6 a .9 m); 20 a 28% para anchos de 3 a 10 pies (.9 a 3 m).	20 a 28% para equipo en el suelo; más del 28% para equipo sobre el lodo
Pendiente de terreno	Menor a 20 por ciento	Menor a 10 por ciento
Espesor de la cubierta de tierra	2 a 3 pies (.6 a .9 m) para anchos de 2 a 3 pies; 3 a 4 pies (.9 a 1.2 m) para anchos de 3 a 10 pies (.9 a 3 m)	3 a 4 pies (.9 a 1.2 m) para equipo en el suelo 4 a 5 pies (1.2-1.5 m) para equipo sobre lodo.
Tasa de aplicación	1,200 a 5,600 yd ³ /acre (2399-10,600 m ³ /ha)	3,200 a 14,500 yd ³ /acre (6,000-27,400 m ³ /ha)

Disposición de Lodos en Terreno			
Criterio de Diseño	Pilas	Capas	Envase de diques o bordos
Contenido de sólidos	> 20%	>15%	20-28% para equipo en el suelo; > 28% para equipo en lodo
Características del lodo	Estabilizado	Estabilizado	Estabilizado o no
Pendiente de Terreno	Sin limitaciones	Terreno nivelado bien preparado	Terreno nivelado o terraza acantilada bien preparada
Abultamiento requerido	Si	Si	Ocasionalmente
Relación tierra : lodo			
Tasa de aplicación	0.5-2 : 1 3,000-14000 yd ³ /acre (5,700-26,400 m ³ /ha)	0.25-1 : 1 2,000-9,000 yd ³ /acre (3,800-10,000 m ³ /ha)	0-0.5 : 1 4,800-15,000 yd ³ /ac (5,700-26400 m ³ /ha)

Aplicaciones del proceso

Disposición de Lodos en Zanjas: Método de disposición de lodos relativamente simple, adecuado para lodos estabilizados y no estabilizados. No requiere de experiencia o conocimiento del sistema, con excepción del conocimiento en la operación del equipo para el manejo de los lodos. El sistema de zanjas angostas es particularmente adecuado para comunidades pequeñas.

Disposición de lodos en terrenos: Método adecuado para áreas con el nivel del agua subterránea superficial. Las pilas son adecuadas para lodos estabilizados, pero tiene requerimientos altos de mano de obra y equipo. El método de disposición de lodos en capas es igualmente adecuado para lodos estabilizados, y tiene requerimientos menores de mano de obra y equipo. El sistema de envase de diques o bordos es adecuado para lodos estabilizados o no estabilizados, y requiere de menos tierra como agente de abultamiento.

Impacto Ambiental

Problemas potenciales de erosión del terreno y de olores. Producción continua de gas después de muchos años de que el relleno esté completo. La percolación debe de ser apropiadamente controlada para prevenir la contaminación del agua subterránea. El caso es explosivo y puede matar la vegetación si no se controla adecuadamente. Las zanjas angostas y el relleno en capas son métodos mas intensivos que los otros.

Otras características

Confiabilidad del Proceso: Método de disposición de lodos muy confiable.

Consumo de Energía: El consumo de energía varía considerablemente con las características específicas del lodo, las condiciones particulares del terreno y la operación.

Limitaciones: El congelamiento del suelo y la lluvia causan dificultades en la operación del sistema. La lluvia hace que las pilas se asienten.

Confinamiento controlado

Otra modalidad de la distribución de lodos sobre terreno consiste en su aplicación en suelos con o sin vegetación con el único propósito de disponer de ellos. Esta opción difiere de las anteriores en que el lodo se aplica en cantidades mucho mayores y la producción de vegetación o cultivos no tiene importancia. Para llevarse a cabo se requieren menores extensiones de tierra y se puede aplicar para disponer de lodos cuyo potencial contaminante los haga inadecuados para su disposición en tierra. Es muy importante que el sistema se someta a un cuidadoso diseño, construcción y manejo para retener los elementos que pudieran deteriorar el ambiente. Normalmente se requiere la construcción de estructuras de retención con ductos para la colección de escurrimientos potencialmente dañinos. El lugar destinado a la disposición debe estar totalmente alejado del acceso humano.

BIBLIOGRAFÍA

- BABBITT Y BAUMAN, "ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", EDITORA CONTINENTAL, 1982.
- CLEMENTINA R. RAMÍREZ CORTINA, "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES", UAM, MÉXICO 1992.
- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, "MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO", LIBRO V, 1ª SECCION TEMA 1, MÉXICO 1993.
- DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NUEVA YORK, "MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS", LIMUSA, MÉXICO 1990.
- DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA, FAC. DE INGENIERÍA, UNAM. APUNTES DE DIVERSOS CURSOS, MÉXICO 1993-1995.
- ECKENFELDER, W. WESLEY, "INDUSTRIAL WATER POLLUTION CONTROL", USA 1989.
- FAIR, GEYER Y OKUN, "PURIFICACIÓN DE AGUAS Y TRATAMIENTO Y REMOCIÓN DE AGUAS RESIDUALES", LIMUSA-WILEY, 1993.
- HENRY, HEINKE, "INGENIERIA AMBIENTAL", PRENTICE, 1999.
- HERNÁNDEZ MUÑOZ AURELIO, "DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES", ESCUELA DE INGENIEROS DE CAMINOS, COLECCIÓN SENIOR No. 9, MADRID, ESPAÑA 1990.
- JOIN COMMITTEE OF WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, "WASTEWATER TREATMENT PLANT DESIGN", USA 1977.
- METCALF AND EDDY INC., "WASTEWATER ENGINEERING", TREATMENT, DISPOSAL AND REUSE, MC GRAW HILL, INC, 1991.
- OFICINA SANITARIA PANAMERICANA, "BOLETÍN", VOL. 116 No. 3, 1994.
- REED, CRITES, MIDLE, BROOKS, "NATURAL SYSTEMS FOR WASTE MANAGEMENT AND TREATMENT", MC GRAW HILL, 1995.
- RAMALHO R.S., "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", RIVERTE, ESPAÑA 1991.
- RIGOLA LA PEÑA MIGUEL, "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", PRODUCTICA, 1995.
- SANS Y RIBAS, "INGENIERIA AMBIENTAL, CONTAMINACIÓN Y TRATAMIENTOS", PRODUCTICA, 1995.

BIBLIOGRAFÍA

- SECRETARIA DEL MEDIO AMBIENTE RECURSOS NATURALES Y PESCA, "LEY GENERAL DE EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y PROTECCIÓN DEL AMBIENTE" NOM-001-ECOL-1996, NOM-002-ECOL-1996 Y NOM-003-ECOL-1997.
- WATER ENVIRONMENTAL FEDERATION, "MANUAL OF PRACTICE" No. 8 ASCE, USA 1992.
- WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y AGUAS PLUVIALES, USA, 1984.
- WINKLER, "TRATAMIENTO BIOLÓGICO DE AGUAS DE DESECHO", LIMUSA, MÉXICO 1996.