

MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES: LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

27



MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO (MAPAS)

DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES: LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento
Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales:
Lagunas de Estabilización

ISBN: 978-607-626-004-3

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

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

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Impreso y hecho en México

Distribución gratuita. Prohibida su venta.

Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.

Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra,
sin fines de lucro y citando la fuente.

CONTENIDO

Presentación	VII
Objetivo general	IX
Introducción al diseño de lagunas de estabilización	XI
1. Definiciones básicas	1
1.1. Laguna de estabilización	1
1.2. Clasificación	1
1.3. Ventajas y desventajas	2
2. Fundamentos	5
2.1. Definiciones	5
2.2. Conceptos básicos del metabolismo de los microorganismos	5
2.3. Microbiología de las lagunas	6
2.3.1. Microbiología en los diferentes tipos de lagunas	6
2.3.2. Remoción de materia orgánica	7
2.3.3. Algas en las lagunas de estabilización	10
2.4. Descripción del proceso	13
2.4.1. Lagunas de estabilización aerobias	13
2.4.2. Lagunas de estabilización anaerobias	16
2.4.3. Lagunas de estabilización facultativas	16
2.5. Factores que modifican el funcionamiento	18
2.5.1. Calidad del agua a tratar	18
2.5.2. Aspectos físicos	19
2.5.3. Aspectos químicos	22
2.6. Patrones de flujo hidráulico	23
2.6.1. Flujo completamente mezclado	23
2.6.2. Flujo pistón	25
2.6.3. Desviaciones de la idealidad hidráulica	26
2.6.4. Estudios de trazado	26
2.6.5. Modelos de flujo aplicados a lagunas de estabilización	28
3. Diseño de lagunas de estabilización	33
3.1. Conceptos básicos de diseño	33
3.2. Lagunas aerobias	34
3.2.1. Lagunas aerobias con oxigenación natural	34
3.2.2. Lagunas aireadas en forma mecánica	35
3.2.3. Lagunas de pulimento	42
3.3. Lagunas anaerobias	48
3.3.1. Métodos de diseño	50

3.4. Lagunas Facultativas	53
3.4.1. Métodos de diseño	55
3.5. Efecto de la temperatura	66
3.6. Comparación de los modelos de diseño de las lagunas	66
3.7. Sistemas combinados	67
3.7.1. Laguna facultativa	68
3.7.2. Laguna anaerobia	68
3.7.3. Laguna aerobia	69
3.7.4. Laguna de maduración	69
3.8. Sistemas con recirculación	70
4. Aspectos constructivos de las lagunas de estabilización	75
4.1. Tratamiento preliminar	75
4.2. Medidores de flujo	75
4.3. Factores constructivos de las lagunas	75
4.3.1. Identificación del sitio	75
4.3.2. Impermeabilización	76
4.3.3. Forma y número de las lagunas	88
4.3.4. Diseño de bordos	88
4.4. Obras de detalle	96
4.4.1. Estructura de entrada	96
4.4.2. Cárcamo de bombeo	97
4.4.3. Estructuras de salida	98
4.4.4. Obra de purga	98
4.4.5. Interconexiones	98
4.4.6. Mamparas	99
5. Ejemplo de diseño	103
5.1. Planteamiento del problema	103
5.2. Información requerida	103
5.2.1. Datos de diseño	103
5.2.2. Restricciones al diseño	106
5.3. Configuración del sistema	108
5.3.1. Dimensionamiento del sistema común de pretratamiento	108
5.3.2. Datos físicos para el diseño de lagunas	111
5.4. Dimensionamiento de las opciones de tratamiento empleando el método de Yáñez	112
5.4.1. Opción 1 con el método de Yáñez	112
5.4.2. Opción 2 con el método de Yáñez	116
5.4.3. Opción 3 con el método de Yáñez	117
5.4.4. Conclusión del dimensionamiento con el método de Yáñez para remoción de coliformes fecales	121

5.5. Dimensionamiento de las opciones de tratamiento empleando el método de Marais	123
5.5.1. Opción 1 con el método de Marais	123
5.5.2. Opción 2 con el método de Marais	124
5.5.3. Opción 3 con el método de Marais	127
5.5.4. Conclusiones del dimensionamiento con el método de marais para la remoción de coliformes fecales	129
5.6. Comparación entre los método de Yáñez y de Marais para el diseño de lagunas	129
5.7. Sistema lagunares integrados avanzados	132
5.7.1. Ejemplo de diseño de un sistema lagunar integrado	133
6. Tratamientos complementarios	137
6.1. Tratamientos complementarios	137
6.1.1. Filtración	137
6.1.2. Acuicultura	138
6.1.3. Humedales artificiales	139
6.1.4. Tratamiento en suelo	140
6.2. Sistemas que emplean lagunas	141
6.2.1. Plantas de tratamiento avanzado de lagunas combinadas con reactores biológicos	141
6.3. Desinfección	143
Conclusiones	145
Bibliografía	147
Anexos	
A. Temperaturas promedio en México	153
Tabla de conversiones de unidades de medida	157
Ilustraciones	167
Tablas	169



PRESENTACIÓN

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

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

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

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

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

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

Director General de la Comisión Nacional del Agua



OBJETIVO GENERAL

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

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



INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Uno de los factores indispensables para tener una adecuada protección de las fuentes de suministro de agua es contar con tecnologías que provean un tratamiento efectivo y adecuado al agua residual. Para generalizar esta práctica es indispensable contar con los recursos económicos y humanos necesarios que, para la realidad de nuestro país, se traduce en implantar sistemas eficientes, poco mecanizados, de bajo costo de inversión y operación.

En este contexto, las pequeñas comunidades que generan aguas residuales con residuos biodegradables pueden considerar a las lagunas de estabilización como una opción de tratamiento. De igual forma, ciudades importantes localizadas en climas cálidos con disponibilidad de terreno y con las características compatibles para este tipo de sistemas pueden encontrar en ellas una opción viable.

Las lagunas se han empleado para tratar aguas residuales desde hace 3 000 años. El primer tanque de estabilización artificial que se construyó fue en 1901 en San Antonio, Texas. Para 1975 se encontraban operando 7 000 lagunas en los Estados Unidos y 868 en Canadá durante 1981 (Thirumurthi, 1991).

En general, las lagunas son depósitos construidos mediante la excavación y compactación de la tierra que almacenan agua de cualquier calidad por un periodo determinado. Las lagunas constituyen un tratamiento de tipo extensivo alterno interesante ya que permiten un manejo sencillo del agua residual, la recirculación de nutrientes y la producción primaria de alimento en la cadena alimenticia (Oswald, 1995). Su popularidad se debe a su simplicidad de operación, bajo costo y eficiencia energética.

Sin embargo, y como lo señaló Arceivala *et al.*, 1970 (en Thirumurthi, 1991), a pesar de su aparente simplicidad, las lagunas de estabilización son reactores bioquímicos complejos que requieren un adecuado diseño y, más que el tipo de modelo matemático que se emplee para su diseño, es necesario tomar en cuenta las condiciones ambientales que determinan su forma de operación.

1

DEFINICIONES BÁSICAS

1.1. LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN

Una laguna de estabilización es básicamente método de tratamiento extensivo del agua residual, que consiste en el almacenamiento del agua por medio de la actividad bacteriana con acciones simbióticas de las algas y otros organismos.

Cuando el agua residual es descargada en una laguna de estabilización se realiza, en forma espontánea, un proceso de autopurificación o estabilización natural, en el que tienen lugar fenómenos de tipo físico, químico y biológico. En esta simple descripción se establecen los aspectos fundamentales del proceso de tratamiento del agua que se lleva a cabo en las lagunas de estabilización:

- Es un proceso natural de autodepuración
- La estabilización de materia orgánica se realiza mediante la acción simbiótica de bacterias, algas, y otros organismos superiores
- Se presentan procesos físicos de remoción de materia suspendida
- Se efectúan cambios químicos en la calidad del agua que, entre otros aspectos, mantienen las condiciones adecuadas

para que los organismos puedan realizar la estabilización, transformación, y remoción de contaminantes orgánicos biodegradables y en algunos casos, nutrientes

- Se establecen cadenas tróficas y redes de competencia que permiten la eliminación de gran cantidad de microorganismos patógenos que se encuentran presentes en las aguas residuales. Por lo tanto, las lagunas de estabilización se consideran, y pueden proyectar, como un método de tratamiento de la materia orgánica y de remoción de los patógenos presentes en el agua residual

Dependiendo de las condiciones del problema por resolver, las lagunas de estabilización pueden utilizarse solas, combinadas con otros procesos de tratamiento biológico. Racault *et al.* (1993) indican que 60 por ciento de los sistemas que utilizan este método están compuestos por tres lagunas operando en serie y 35 por ciento, de dos. Es frecuente el uso de lagunas para complementar (“pulir”) el tratamiento biológico de sistemas de lodos activados y filtros percoladores, por ejemplo.

1.2. CLASIFICACIÓN

El término “laguna” es generalmente empleado para referirse a un depósito natural de agua

o un tanque construido para remansar o recoger el agua. Cuando se habla de lagunas para tratar el agua residual se les agrega el término de estabilización.

Con el fin de evitar confusiones, en este libro se entenderá por lagunas de estabilización las construidas mediante excavación y compactación del terreno para el tratamiento de las aguas residuales. Cabe indicar que con el objeto de hacer más ágil la lectura se empleará en forma genérica el término “laguna”, cuando se haga referencia a los sistemas de tratamiento de agua residual.

Las lagunas de estabilización pueden clasificarse de diversas formas, ya sea por:

- El tipo de la reacción biológica predominante
- La duración y frecuencia de la descarga
- La extensión de la laguna
- La presencia o ausencia de equipo de aireación y
- El tipo de células presentes

La forma más adecuada de clasificar a las lagunas es en función de la reacción biológica dominante. La estabilización de la materia orgánica se realiza ya sea mediante microorganismos que la metabolizan en presencia de oxígeno (aerobios), o bien, por microorganismos fermentativos que lo hacen en ausencia de oxígeno (anaerobios). En este sentido se distinguen los siguientes tres tipos de lagunas:

- **Aerobias.** Donde la estabilización de la materia orgánica soluble y la conversión de los nutrientes se realiza en presencia de oxígeno

no disuelto, el cual se suministra en forma natural o artificial

- **Anaerobias.** La depuración se realiza en ausencia de oxígeno libre (condiciones aerobia) y/o combinado (anaerobia)
- **Facultativas.** La estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo tanto en condiciones aerobias como anaerobias. Las primeras se mantienen en el estrato superior de la laguna, mientras que en el inferior, se realiza la degradación anaerobia en ausencia de oxígeno. En algunos casos puede haber aireación artificial en parte de ellas

En general, cualquier tipo de laguna se puede utilizar para tratar aguas residuales domésticas. Las lagunas aireadas se utilizan normalmente para tratamiento de aguas residuales industriales y domésticas de alta carga, mientras que las no aireadas se emplean casi en su totalidad para tratar residuos municipales. El término lagunas de maduración o de pulimento se aplica a aquellas lagunas aerobias ubicadas como el último paso de los sistemas lagunares en serie o a las unidades que mejoran el efluente de otros sistemas de tratamiento biológico. Este tipo de laguna se diseña primordialmente para remover microorganismos patógenos sin necesidad de adicionar agentes químicos desinfectantes. También, se utilizan para nitrificar efluentes.

1.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Las ventajas asociadas con el uso de las lagunas de estabilización como sistema de tratamiento son las siguientes (Shelef y Kanarek, 1995):

- Bajo consumo de energía y costo de operación
- Bajo capital de inversión, especialmente en los costos de construcción
- Esquemas sencillos de flujo
- Equipo y accesorios simples y de uso común (número mínimo de tuberías, bombas y aeradores)
- Operación y mantenimiento simple. No requieren equipos de alta tecnología y, por tanto, no es necesario personal calificado para estas labores
- Remoción eficiente de bacterias patógenas, protozoarios y huevos de helmintos
- Amortiguamiento de picos hidráulicos, de cargas orgánicas y de compuestos tóxicos
- Disposición del efluente por evaporación, infiltración en suelo o riego
- En algunos casos, remoción de nutrientes
- Posibilidad de establecer un sistema de cultivo de algas proteicas para la producción de animales (empleando lagunas de alta tasa)
- Empleo como tanque de regulación de agua de lluvia o de almacenamiento del efluente para reúso

Las principales desventajas son:

- Altos requerimientos de área
- Efluente con elevado contenido de algas que, al ser descargado en los cuerpos de agua, es objetado, generando grandes controversias por su calidad proteica y su potencial de taponamiento del suelo, si se usa en riego, por tanto es necesario preveer esto desde el diseño, para considerar la separación de las algas del efluente
- Su funcionamiento depende de las condiciones ambientales tales como la temperatura, la radiación solar, la velocidad del viento, etcétera, que son propiedades aleatorias
- Generación de olores desagradables y deterioro de la calidad del efluente por sobrecargas de contaminantes, bajo ciertas condiciones climatológicas
- Contaminación de acuíferos por infiltración, particularmente en lagunas construidas sobre suelos arenosos
- Pérdidas de agua debido a la evaporación e infiltración, que en zonas de escasez pueden ser importantes



2

FUNDAMENTOS

2.1. DEFINICIONES

Con el objeto de entender los conceptos básicos relacionados con el tratamiento biológico es conveniente definir los siguientes términos:

Desnitrificación. Es el proceso biológico en que el nitrato y el nitrito se convierten a nitrógeno gaseoso (N_2) que es liberado del medio acuático.

Nitrificación. Es el proceso biológico en el que el nitrógeno amoniacal es convertido primero en nitrito y luego a nitrato, compuestos que intervienen en la eutroficación acelerada.

Remoción biológica de nutrientes. Es el término aplicado para describir que las concentraciones totales de nitrógeno y fósforo son disminuidas del agua mediante procesos biológicos.

Remoción de la demanda bioquímica de oxígeno. Es la conversión biológica de la materia orgánica carbonácea del agua residual en tejido celular y varios productos finales en estado gaseoso. En esta conversión se considera que el nitrógeno presente (nitrógeno amoniacal) no es oxidado.

Sustrato. Es el término que se aplica a la materia orgánica o los nutrientes que constituyen

la principal fuente de alimento durante los procesos biológicos. Por este motivo son el factor limitante principal de la cinética de tratamiento.

2.2. CONCEPTOS BÁSICOS DEL METABOLISMO DE LOS MICROORGANISMOS

El objetivo del tratamiento biológico de las aguas residuales es estabilizar la materia orgánica principalmente soluble y coloidal, en algunos casos, se aplica también para la conversión biológica de nutrientes. Los procesos biológicos se realizan principalmente por bacterias que utilizan las aguas residuales para convertir la materia orgánica coloidal o disuelta, contenida en ellas, en energía, nuevos compuestos y productos de desecho que pueden incluir gases y lodos.

Es importante notar que, a menos que el tejido celular producido sea separado del agua, no se alcanzará el tratamiento completo ya que éste es también materia orgánica y es medido como demanda bioquímica de oxígeno. Así, si los lodos no son removidos, el único tratamiento que se habrá logrado es el asociado con la conversión bacteriana de la materia orgánica en energía y subproductos gaseosos.

Los microorganismos para reproducirse y funcionar adecuadamente requieren fuentes de energía, de carbono, y de elementos orgánicos (nutrientes). El dióxido de carbono (CO_2) y la materia orgánica son la fuente de carbono con fin para formar nuevas células. Los organismos que utilizan la materia orgánica para generar materia celular se denominan heterótrofos, mientras que los que utilizan el CO_2 se llaman autótrofos. La energía necesaria para la síntesis celular de los organismos autótrofos y heterótrofos puede obtenerse de la luz o de reacciones de oxidación química. Aquellos organismos que son capaces de utilizar la luz como fuente de energía se denominan fototróficos. En contraste, los que requieren energía producida por las reacciones químicas se llaman quimiotróficos.

2.3. MICROBIOLOGÍA DE LAS LAGUNAS

El tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización consiste en un proceso de degradación de la materia orgánica mediante la actividad biológica de diversos grupos de seres vivos. En la biodegradación intervienen diversas relaciones teóricas que transforman la materia orgánica y mineral en grandes cantidades de biomasa (fitoplancton y zooplancton) la cual constituye un sustrato alimenticio potencial para otros organismos.

No todos los compuestos orgánicos son igualmente degradables por acción bacteriana. Entre las sustancias de más fácil ataque se encuentran los glúcidos y los prótidos, mientras que otras, como la celulosa, la quitina y muchos lípidos y pigmentos llegan relativamente intactos al fondo, incorporándose a los sedimentos. Los productos resultantes de la degradación son, en último término, agua, anhídrido carbónico y sales minerales.

Los factores ambientales son básicos ya que actúan como controladores del crecimiento y de la supervivencia, lo cual se aprecia en la distribución de los microorganismos cuyas interacciones dinámicas entre las poblaciones microbianas y su alrededor son necesarias para soportar la productividad y mantener la calidad ambiental de los ecosistemas. La disponibilidad de un microorganismo para degradar un contaminante es altamente dependiente de la estructura química del contaminante mismo.

Un sencillo cambio en los constituyentes de un pesticida puede hacer la diferencia entre biodegradabilidad y recalcitrancia (completa resistencia a la biodegradación), por ejemplo.

2.3.1. MICROBIOLOGÍA EN LOS DIFERENTES TIPOS DE LAGUNAS

Cada uno de los ambientes acuáticos o terrestres están conectados físico-químicamente con su medio circundante mediante procesos meteorológicos e hidrológicos (Ilustración 2.1). Por ejemplo, la precipitación pluvial combinada con su gradiente y las características de la laguna, determinan la diversidad de microorganismos presentes.

Las diferentes interacciones entre las poblaciones microbianas, plantas y animales proveen estabilidad a la comunidad biológica para dar un hábitat adecuado y asegurar la conservación del balance ecológico. Entre ellas, destaca el mutualismo o simbiosis la cual es una relación obligada entre dos poblaciones que se ven mutuamente favorecidas.

Los organismos acuáticos se agrupan en diferentes categorías de acuerdo con su capacidad de supervivencia en un sistema en particular. Las

bacterias presentes en las áreas platónicas y bécnicas juegan un papel muy importante en el ciclo biogeoquímico. Algunas bacterias son heterótrofas, utilizando carbón reducido como fuente de energía, y otras son fotosintéticas o proporcionan energía para reducir compuestos diferentes al carbono (Ilustración 2.2).

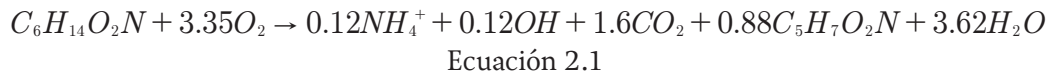
En los sedimentos, otras poblaciones bacterianas y hongos actinomicetos del grupo de las levaduras aseguran, procesos de degradación de la materia orgánica, principalmente de tipo fermentativo. También se tiene una presencia abundante de población bentónica compuesta en su mayoría por larvas de insectos Quirónomidos que suelen ser los más abundantes y que se alimentan de microorganismos del sedimento actuando sobre el mismo para removerlo. Su presencia o ausencia es un indicador del proceso en las lagunas.

En las lagunas facultativas los procesos de oxidación bacteriana convierten el material orgánico a dióxido de carbono, amoníaco y fosfatos. Las bac-

terias involucradas son *Pseudomonas* sp., *Flavobacterium* sp y *Alcaligenes* sp. La presencia de nutrientes (NH_4^+ , PO_4^{-2}) proporcionan un ambiente ideal para el desarrollo de las algas y estas a través de su actividad fotosintética producen más oxígeno. Este oxígeno está disponible para que las bacterias continúen la oxidación aerobia de la materia orgánica. Las lagunas aerobias, de maduración o pulimento son concebidas como el último tanque en una secuencia de lagunas anaerobias-facultativas-aerobias o como lagunas de pulimento de una planta de tratamiento convencional. Estas tienen como función principal la destrucción de los microorganismos patógenos (bacterias, virus, cistis y huevos de parásitos intestinales).

2.3.2. REMOCIÓN DE MATERIA ORGÁNICA

La respiración bacteriana degrada la DBO a CO_2 y H_2O vía la Ecuación 2.1.



La Ecuación 2.1 es la reacción de respiración la cual combina el rompimiento bacteriano catabólico de un sustrato proteínico base ($C_6H_{14}O_2N$) para producir energía y metabolitos, y la producción anabólica de nueva base

proteica ($C_5H_7O_2N$). El CO_2 producido metabólicamente es usado por las algas a través de la fotosíntesis para la síntesis de nuevos constituyentes celulares con la Ecuación 2.2 y la Ecuación 2.3.

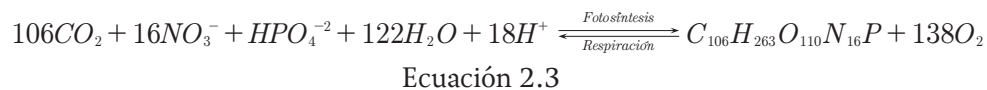
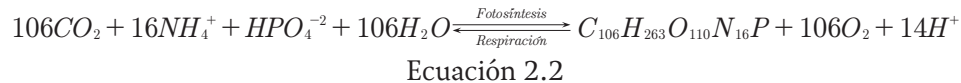
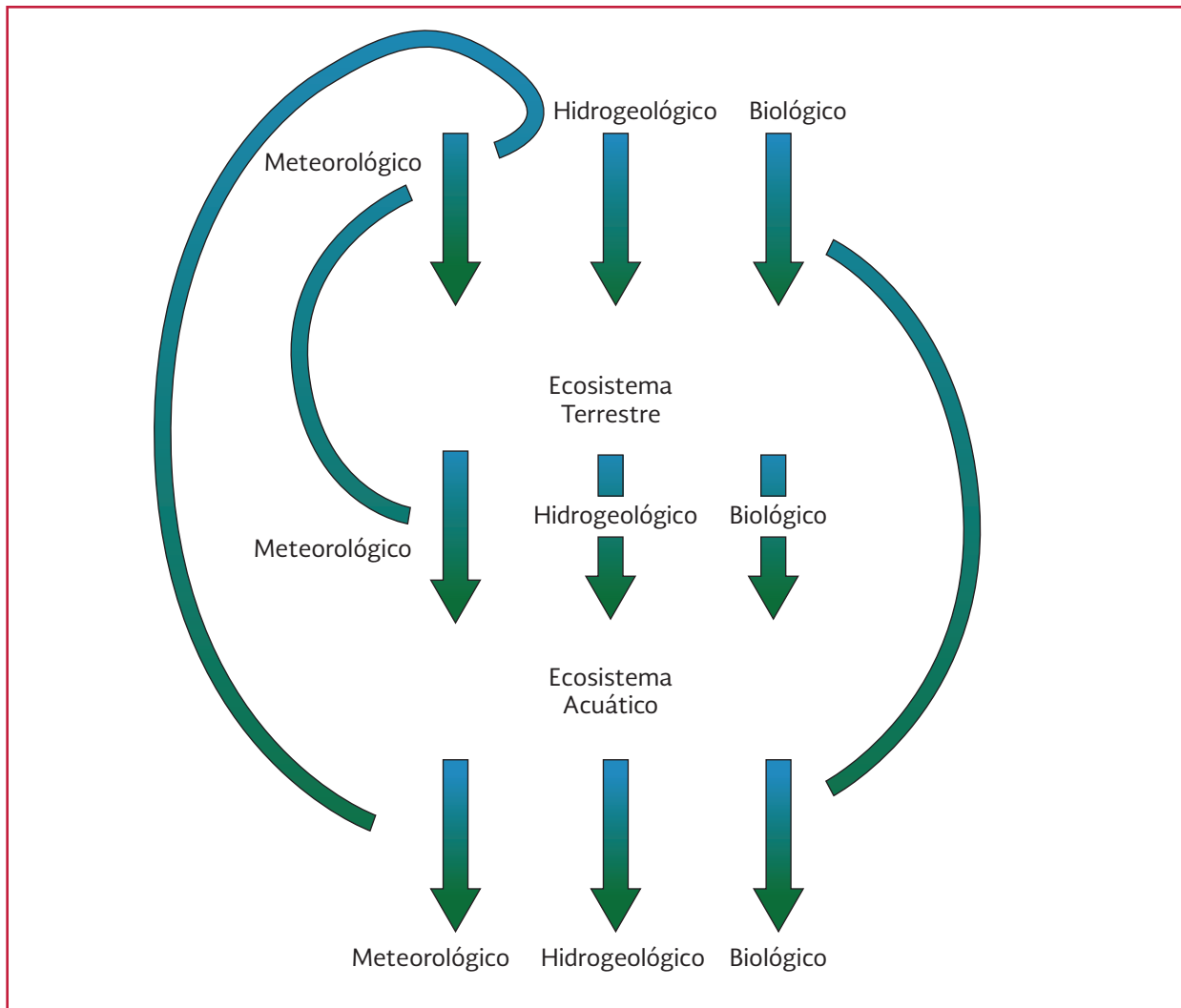


Ilustración 2.1 Modelo esquemático de las líneas funcionales entre los ecosistemas acuático y terrestre



El oxígeno producido por la fotosíntesis de las algas soporta la respiración bacteriana. Las siguientes tres ecuaciones representan a detalle los procesos de transformación que se llevan a

cabo (Thirumurthi, 1991): Proceso desasimilatorio u de oxidación (Ecuación 2.3), Proceso de asimilación o síntesis (Ecuación 2.4) y Respiración endógena o auto oxidación (Ecuación 2.5).

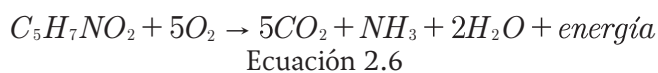
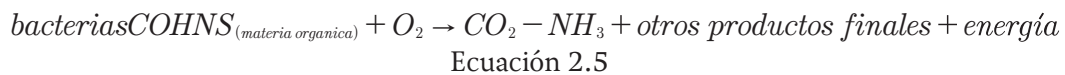
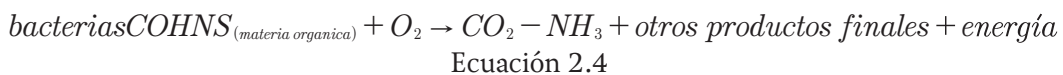
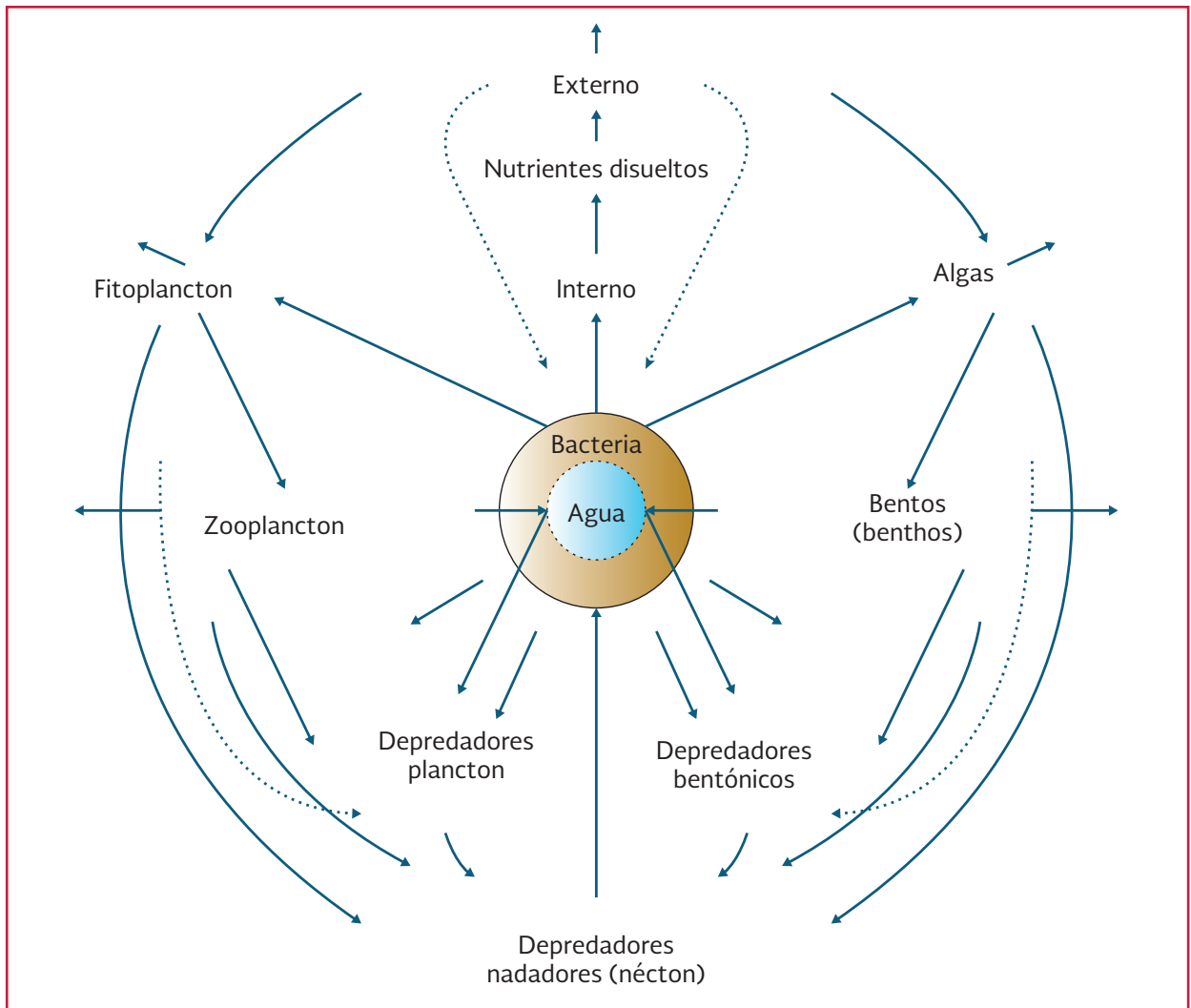


Ilustración 2.2 Diagrama de la cadena alimenticia en una laguna



En un medio anaerobio la conversión biológica de la materia orgánica ocurre en tres etapas (Ilustración 2.3). La primera (tóxica) consiste en el proceso que involucra la transformación mediante una enzima (hidrólisis) de compuestos de masa molecular alta a compuestos fáciles de ser usados como fuente de energía y células carbonáceas. La acidogénesis involucra la conversión bacteriana de los compuestos obtenidos en la primera etapa, a compuestos intermediarios de baja masa molecular. La tercera etapa (metanogénesis, o anóxica) involucra la conversión bacteriana de los compuestos intermediarios en productos finales sencillos,

principalmente metano y dióxido de carbono. Así, en las lagunas anaerobias, la degradación de la materia orgánica se realiza a través de las bacterias formadoras de ácidos orgánicos y las bacterias metanogénicas. Las primeras convierten los compuestos orgánicos complejos, presentes en el agua residual, en moléculas sencillas. Los carbohidratos, como la celulosa, o amino, son convertidos en ácidos orgánicos, aldehídos y alcoholes; los lípidos (ej. grasas y aceites) en glicerol y ácidos grasos que posteriormente serán transformados en alcoholes, aldehídos y ácidos; las proteínas son degradadas a aminoácidos, los cuales a su vez son

convertidos en ácidos orgánicos, mercaptanos y aminas. Estos productos de degradación ácida, donde destaca el ácido acético, son el sustrato para las bacterias metanogénicas que convierten este material a metano y dióxido de carbono.

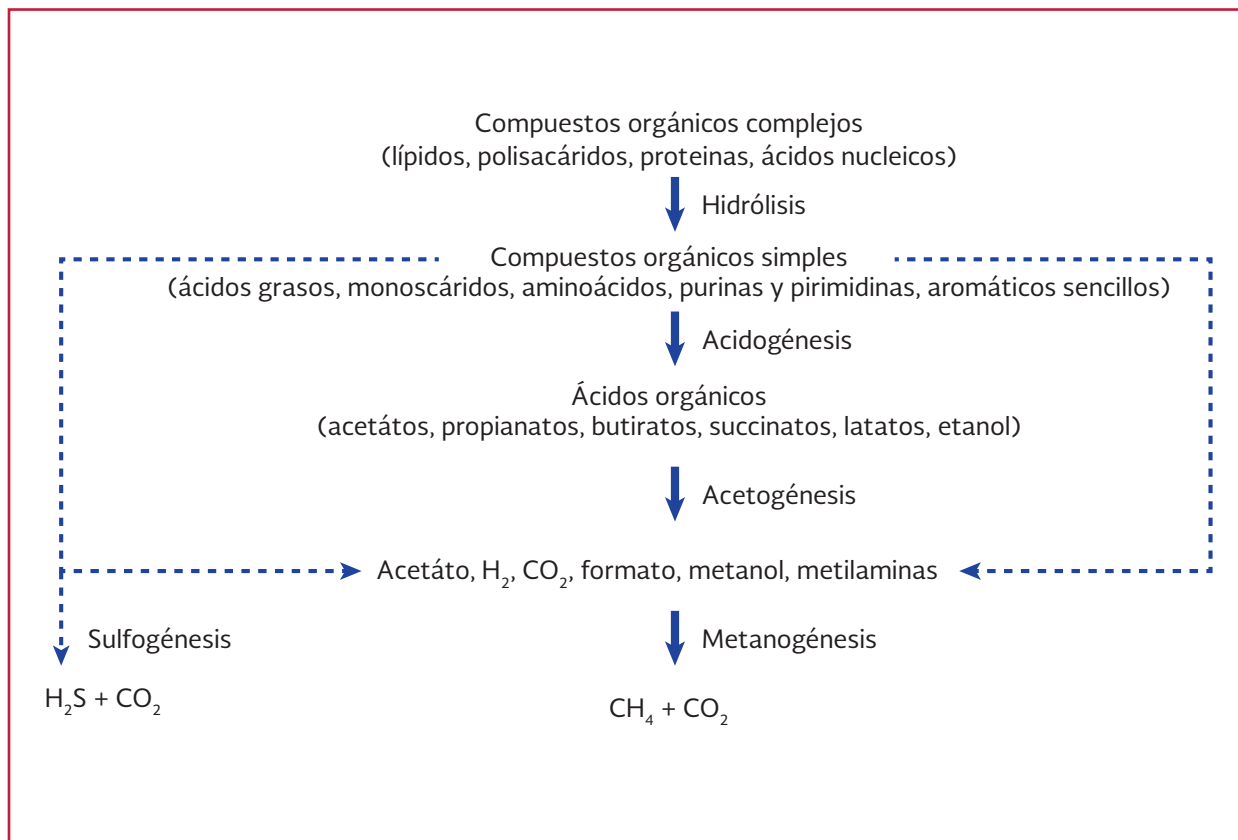
2.3.3. ALGAS EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Las algas son organismos sencillos del grupo de Thallophytes que son plantas que no tienen definidas sus raíces o sistema vascular de savia y no producen flores o semillas. Son organismos fotosintéticos dado que contienen clorofila y emplean la energía de la luz solar, utilizando el complejo $\text{CO}_2\text{-HCO}_2\text{-CO}_2^3$. Algunas algas no

tienen medios de locomoción mientras que otras tienen flagelos o un sistema para ajustar su movimiento mediante vacuolas gaseosas.

El fitoplancton comprende ocho principales grupos taxonómicos de algas, algunos microscópicos. Estos grupos presentan diferentes formas, desde organismos unicelulares hasta complejos. Existen diferencias funcionales entre cada grupo de fitoplancton. Las diatomeas generan una estructura sílica llamada frustula a partir de la sílice disuelta en el agua. Las algas azul-verdes pueden fijar el nitrógeno disuelto y tiene mayores ventajas que otras que no lo hacen. Las algas flageladas son capaces de coleccionar partículas pequeñas o compuestos orgánicos disueltos, combinando nutrición heterótrofa y autótrofa. Otras algas verdes son alimento de animales plantónicos.

Ilustración 2.3 Diagrama esquemático de la trayectoria del flujo de carbono en un digestor anaerobio



En ausencia de luz o en ambientes con una intensidad reducida de la misma, algunas algas se encuentran en respiración endógena mientras que otras utilizan sustancias orgánicas como su fuente de energía. Para ambas formas de oxidación biológicas, el oxígeno es requerido y adsorbido del agua residual.

Diferentes factores intervienen en la sucesión de algas. Si los nutrientes requeridos no están disponibles y el pH es elevado, el sistema tiende a precipitar los elementos minerales y da lugar a la aparición de flora mixta.

Las algas generan dominancia del plancton dependiendo de que algunas diatomeas y algas azul-verdes filamentosas dominen la flora bentónica. Las diatomeas son más abundantes en primavera, mientras que las cianofíceas tienden a proliferar al final del verano.

En general, algunas plantas acuáticas tienen altas tasas de producción de biomasa. Las microalgas han sido estudiadas como productoras de gas (hidrógeno) y líquido (aceites), mientras que las macroalgas, como las algas gigantes con altas tasas de crecimiento, producen cantidades considerables de carbohidratos los cuales son anaerobiamente digeridos a metano o fermentados a alcohol. Las plantas emergentes, como enneas y juncos, y las plantas flotantes, como el jacinto acuático, son altamente productivas y representan una fuente potencial de almacenamiento de comida para la conversión de metano o alcohol.

2.3.3.1. Periodicidad de algas

Las poblaciones de algas pueden disminuir rápidamente a medida que el zooplancton (rotíferos, copépodos y daphnia) aumenta. La periodicidad de las algas es atribuida a fenómenos

físicos o químicos mientras que la influencia de la depredación es notable. Las algas pueden emitir compuestos extracelulares o inhibidores. Se tiene evidencia que *Chlorella* secreta una sustancia llamada *Chlorellina*. Sus propiedades inhibitoras generalmente se atribuyen a las bacterias patógenas en lugar de a ellas mismas y a otras algas.

2.3.3.2. Capacidad de las algas para remover nutrientes

La capacidad de las algas para utilizar y concentrar el fósforo y el nitrógeno no está demostrada. Sin embargo, las algas unicelulares, *Scenedesmus*, pueden almacenar del 40 a 60 por ciento de nitratos y de 60 a 80 por ciento de fosfatos.

La asimilación metabólica de nitrógeno por el sistema algas-bacterias es del orden del 10 al 12 por ciento a partir de las fórmulas clásicas empíricas de algas ($C_{5-7}H_{9-8}O_{2-3}N$) y las bacterias ($C_5H_7O_2N$).

La acumulación de 1 mg/L de fósforo por las algas está acompañada por el metabolismo de 33 a 78 mg/L de carbono y de 11 a 12 mg/L de nitrógeno. Ya que, el crecimiento de las algas tiene una relación de N/P de 5:1 a 10:1 El nitrógeno es una limitante del sistema.

2.3.3.3. Biomasa de las algas

La cuantificación de la biomasa de las algas presentes en las lagunas de estabilización puede determinarse a través de métodos directos, que incluyen el peso húmedo o seco de los microorganismos presentes en un cierto volumen de muestra, o por métodos indirectos, como contenido y volumen de las células de algas y la clorofila a; siendo estos últimos los más empleados.

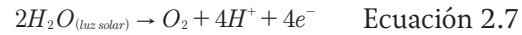
En las lagunas facultativas, la concentración de clorofila *a* es menor que la observada en lagunas de maduración. En este tipo de lagunas, los valores de *chl* en el efluente están en función de los movimientos y de la estratificación de las algas en la columna de agua. También se ha observado que un aumento de la carga orgánica superficial en las lagunas provoca la reducción de la biomasa de las algas. Esta disminución de clorofila *a* puede estar relacionada con factores como el aumento de la concentración de amoníaco, sulfato, turbidez, tiempo de retención de 1.6 días, el cual está próximo al tiempo de duplicación de la población de algas y, como consecuencia, estas serían eliminadas junto con el efluente (Rolim *et al.*, 1990).

2.3.3.4. Fotosíntesis de las algas

A pesar de que la fotosíntesis de las algas no es un proceso de degradación conviene analizar su función ya que, por medio de esta, los organismos son capaces de crecer y reproducirse usando la energía radiante para la fijación del CO₂ atmosférico y, consecutivamente, proporcionar la energía requerida para reducir a CO₂ los compuestos orgánicos. La fotosíntesis, por lo común, se asocia con el crecimiento de las plantas verdes; sin embargo, algunas bacterias como las algas azúlverdes llevan a cabo este proceso (Thirumurthi, 1991).

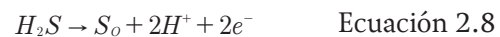
La fotosíntesis se clasifica en oxigénica y anoxigénica dependiendo de la fuente reductora usada por un organismo en particular. En la fotosíntesis oxigénica la descarga de agua es la fuente

reductora, con el oxígeno producido como un subproducto. La Ecuación 2.7 representa la fotosíntesis oxigénica.

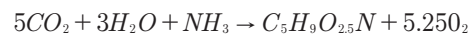


Este tipo de fotosíntesis ocurre en plantas verdes, algas y cianobacterias. El oxígeno, subproducto de la fotosíntesis oxigénica, permite a las bacterias aerobias la degradación del material orgánico presente en la descarga (Thirumurthi, 1991)

La fotosíntesis anoxigénica no produce oxígeno como subproducto y ocurre en ausencia completa de él. Las bacterias involucradas en este proceso son frecuentemente anaerobias y su fuente de energía proviene de la reducción de los compuestos inorgánicos. Algunas bacterias usan compuestos reductores de azufre produciendo azufre elemental.



La actividad de las algas, en los sistemas de lagunas y el metabolismo aerobio de las bacterias heterotróficas, pueden ser representados por las siguientes ecuaciones (Smith and Finsch, 1983 en Thirumurthi, 1991):



Ecuación 2.9



Ecuación 2.10

2.4. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

Con las definiciones y conceptos básicos del metabolismo de los microorganismos presentados en las dos secciones anteriores es posible describir el funcionamiento de cada tipo de laguna, retomando la clasificación con base en el mecanismo respiratorio que predomina: aerobio, anaerobio y facultativo.

2.4.1. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN AEROBIAS

Son depósitos de poca profundidad donde los microorganismos se encuentran en suspensión y prevalecen condiciones aerobias (Ilustración 2.4). El oxígeno es suministrado en forma natural por la aireación desde la superficie o por la fotosíntesis de las algas. La población biológica comprende, bacterias, algas, protozoarios y rotíferos. Las bacterias que realizan la conversión de la materia orgánica en las lagunas pertenecen a los géneros *Pseudomonas*, *Zoogloea*, *Achromobacter*, *Flavobacteria*, *Nocardia*, *Mycobacteria*, *Nitro-*

somonas y *Nitrobacter*. Las algas constituyen la mejor fuente de oxígeno, para mantener las condiciones aerobias y los protozoarios y rotíferos ayudan a mejorar la calidad del efluente al alimentarse de las bacterias.

El oxígeno liberado por las algas es utilizado por las bacterias en la degradación de la materia orgánica. El dióxido de carbono y los nutrientes liberados por las bacterias es, a su vez, utilizado por las algas para la fotosíntesis. Esta relación simbiótica (Ilustración 2.5) constituye el componente fundamental del proceso (tal como se describe en el apartado 2.3).

Las lagunas aerobias se dividen en dos grupos: lagunas de baja tasa y de alta tasa.

2.4.1.1. Lagunas aerobias de baja tasa

Las lagunas aerobias de baja tasa se diseñan para mantener las condiciones aerobias en toda la profundidad de la laguna maximizando la cantidad de oxígeno producido por un incremento masivo de algas. En general, se emplean para tratar residuos orgánicos solubles y efluentes secundarios.

Ilustración 2.4 Sistema de tratamiento en lagunas de estabilización

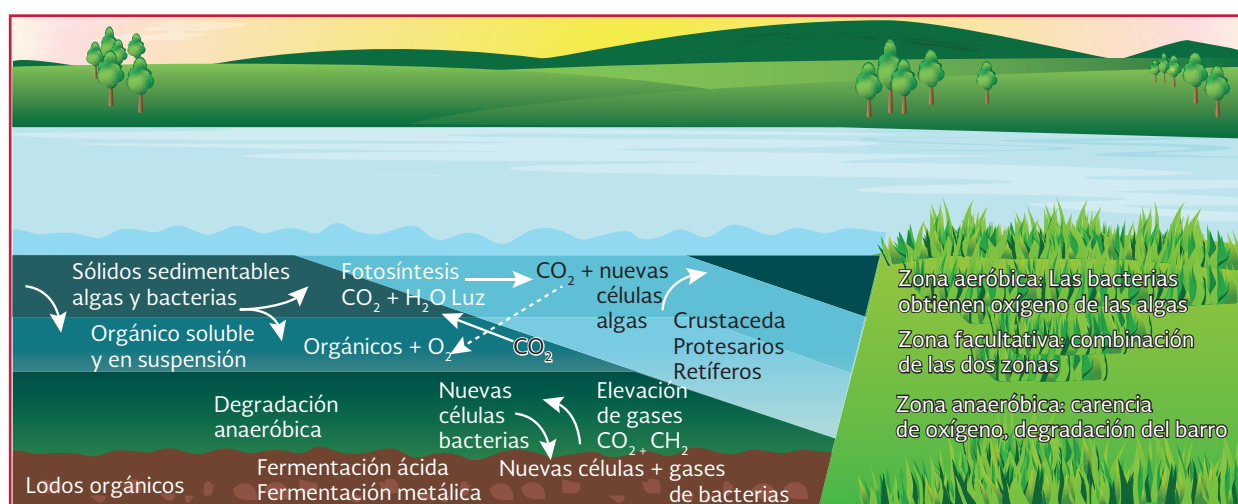
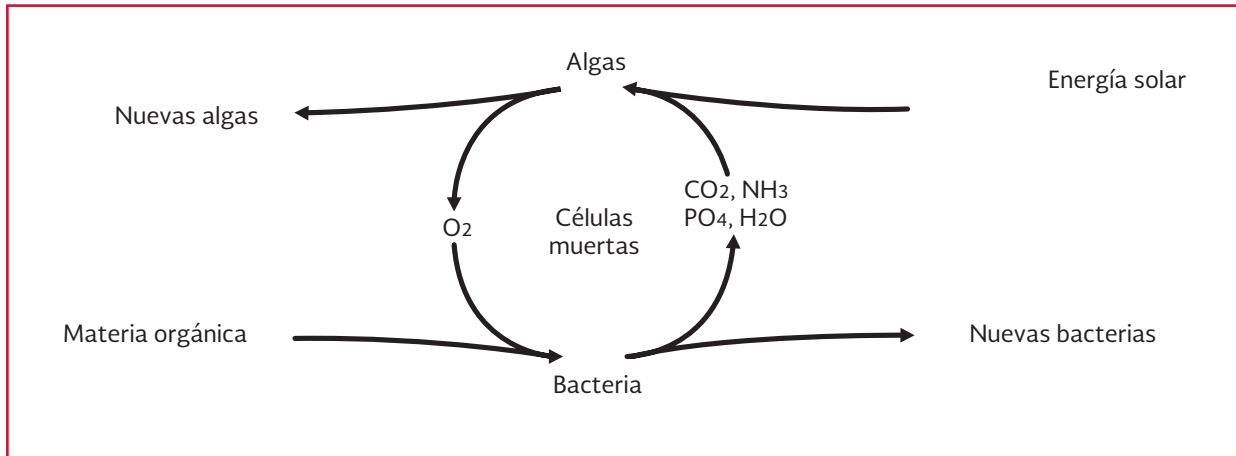


Ilustración 2.5 Representación esquemática de la relación simbiótica entre algas y bacterias



Estos sistemas requieren grandes áreas por unidad de DBO estabilizada (4 ha por laguna) comparadas con los sistemas facultativos o anaerobios (Ouano, 1981) y no son recomendadas en climas fríos donde haya problemas de congelamiento. Su empleo es poco común por sus requerimientos de espacio y lo impráctico de mantener el oxígeno disuelto en todos los puntos durante todo el año (Thirumurthi, 1991).

La eficiencia de conversión de materia orgánica en las lagunas aerobias es alta (80 al 95 por ciento DBO), sin embargo debe recordarse que aunque la DBO soluble haya sido removida del agua residual el efluente tendrá una cantidad importante de algas y bacterias que pueden ejercer una demanda bioquímica de oxígeno, igual o mayor a la del agua residual sin tratar. Este aspecto se controla mediante la remoción de algas (cosecha) o la filtración del efluente.

2.4.1.2. Lagunas de alta tasa

Las lagunas aerobias de alta tasa (*HRAP*, *high rate algal ponds*) se diseñan para optimizar la

producción de algas y alcanzar altas producciones de material proteico. Su aplicación se centra en la remoción de nutrientes y el tratamiento de material soluble. Este tipo de lagunas requieren un mezclado continuo para favorecer la acción fotosintética de las algas, un mayor nivel de mantenimiento y personal altamente capacitado. La profundidad varía entre 30 y 45 cm. y por lo común sólo se operan en serie.

La laguna de alta tasa tiene más ventajas con respecto a una facultativa ya que emplea tiempos cortos de retención y generan un efluente con elevado contenido de oxígeno disuelto. Un diseño con mezclado adecuado puede generar diariamente de 11.3 a 338 kg de algas/ha (34 a 90 kg de biomasa, como ceniza en peso seco). Las algas en el efluente de esta laguna sedimentan fácilmente. Se estima que del 70 al 80 por ciento de las algas pueden removerse en uno o dos días por clarificación. Las algas provenientes de este sistema tienen una baja tasa de respiración y pueden permanecer en los lodos por meses o años, sin liberar cantidades significativas de nutrientes. Por otro lado, las algas pueden también considerarse como agen-

tes para remover nutrientes (consumen nitrógeno, fósforo y potasio); como sustrato para la producción de biogás; como un medio selectivo para la remoción de metales pesados (como el oro, la plata y el cromo); o como alimento para peces e invertebrados acuáticos.

Cabe mencionar que 1 kilogramo de algas fermentadas puede producir, metano suficiente para generar un kW h. de electricidad que comparado con los requerimientos energéticos para producir 1 kg de algas (0.1 kW h) resulta interesante.

Durante su crecimiento, este kilogramo de algas puede producir cerca de 1.5 kg de O_2 por tanto, se puede decir, que la eficiencia de oxigenación de la laguna es del orden de 15 kg O_2 /(kW h) considerando que la aireación mecánica transfiere cerca de 1 kg O_2 /(kW h). Las algas generan 15 veces más rápido oxígeno, sin costo alguno.

Debido, a que generalmente se produce un excedente de oxígeno disuelto, algunos efluentes, son usados como recirculación a lagunas primarias para absorber olores, reducir el área de fermentación y asegurar la presencia de algas productoras de oxígeno en la capa superficial de la laguna primaria.

Otro de los beneficios de las algas en las lagunas de alta tasa es su tendencia a aumentar el pH del agua. Un pH de 9.2 por 24 horas puede eliminar el 100 por ciento de la E coli y gran cantidad de bacterias patógenas. No es muy común que este tipo de laguna alcance un pH de 9.5 a 10 durante el día, pero sí tienen una alta tasa de desinfección.

Si el agua tratada se va a utilizar para riego, no es necesario remover las algas pero el tanque de sedimentación o almacenamiento debe ser capaz de alcanzar un valor de coliformes fecales a 10^3 de NMP/100 mL, que es suficiente para cumplir con la normatividad mexicana.

2.4.1.3. Lagunas de estabilización aireadas en forma artificial

Las lagunas aireadas son una mejora del proceso de lagunas de estabilización que emplea paradores para resolver los problemas de olores desagradables producidos por sobrecargas de materia orgánica y disminuir los requerimientos de área. Los sólidos se mantiene en suspensión en todo el cuerpo de la laguna, siendo más parecido el proceso al sistema de lodos activados sin recirculación que a una laguna aerobia con suministro natural de oxígeno.

Este tipo de lagunas se emplean en el tratamiento de residuos domésticos de pequeñas y medianas cantidades así como de efluentes industriales (papelera, procesamiento de alimentos y petroquímica). En estos sistemas no se encuentran algas, y la mayor cantidad de organismos presentes son bacterias, protozoarios y rotíferos. Las lagunas de aireación se pueden clasificar a su vez en dos tipos de lagunas:

- Aireada con mezcla completa
- Aireada con mezcla parcial

2.4.1.4. Lagunas de pulimento

Estas lagunas se utilizan después de otros procesos con dos fines, mejorar la calidad del agua

tratada, o bien, reducir la cantidad de microorganismos patógenos. En algunas ocasiones se emplean para nitrificar.

Los procesos biológicos que se realizan en las lagunas de maduración son similares a los de las lagunas aerobias, aunque la fuente de carbono proviene principalmente de las bacterias formadas en las etapas previas del tratamiento. El nitrógeno amoniacal es convertido a nitratos mediante el oxígeno presente en la laguna por fotosíntesis de las algas y por reacción natural.

La muerte de las bacterias en las lagunas de pulimento depende de varios factores ambientales y climatológicos. Los principales son: *pH* alto, producción por algas de compuestos tóxicos extracelulares, agotamiento de nutrientes y exposición al sol (en especial a la luz ultravioleta). En consecuencia, una mayor exposición a la luz solar y el incremento en la concentración de algas implica un aumento en la tasa de remoción de las bacterias fecales y de patógenos.

2.4.2. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN ANAEROBIAS

Las lagunas anaerobias son profundas y mantienen condiciones anóxicas y anaerobias en todo el espesor de la misma. Esto es parcialmente cierto ya que en un pequeño estrato superficial se encuentra oxígeno disuelto (menos de 50 cm) dependiendo de la acción del viento, la temperatura y la carga orgánica. En general, la zona superior tiene una influencia insignificante en la dinámica microbiana del medio acuático. Con el tiempo se forman natas por arriba del agua residual lo cual evita la presencia de las algas debido

a la ausencia de luz solar e impide la difusión de oxígeno del aire.

Normalmente el efluente de estas lagunas es descargado a otra unidad para complementar el proceso de tratamiento y oxigenar el efluente. La estabilización de la materia orgánica se realiza mediante un proceso combinado de sedimentación y de conversión biológica de los desechos orgánicos en gases (CH_4 , CO_2 y H_2S) y nuevas células. En las lagunas anaerobias, la degradación se realiza a través de las bacterias formadoras de ácidos orgánicos y de bacterias metanogénicas. Las primeras convierten los compuestos orgánicos complejos en moléculas sencillas. Estos productos de degradación ácida son sustrato para las bacterias metanogénicas, que convierten el material a metano y dióxido de carbono. En las lagunas anaerobias, por su dimensión no es común recuperar el metano como fuente energética.

El desazolve es más frecuente en este tipo de lagunas (comparado con las facultativas), por ello, se diseñan para limpiarlas cada 2 a 4 años de operación.

2.4.3. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN FACULTATIVAS

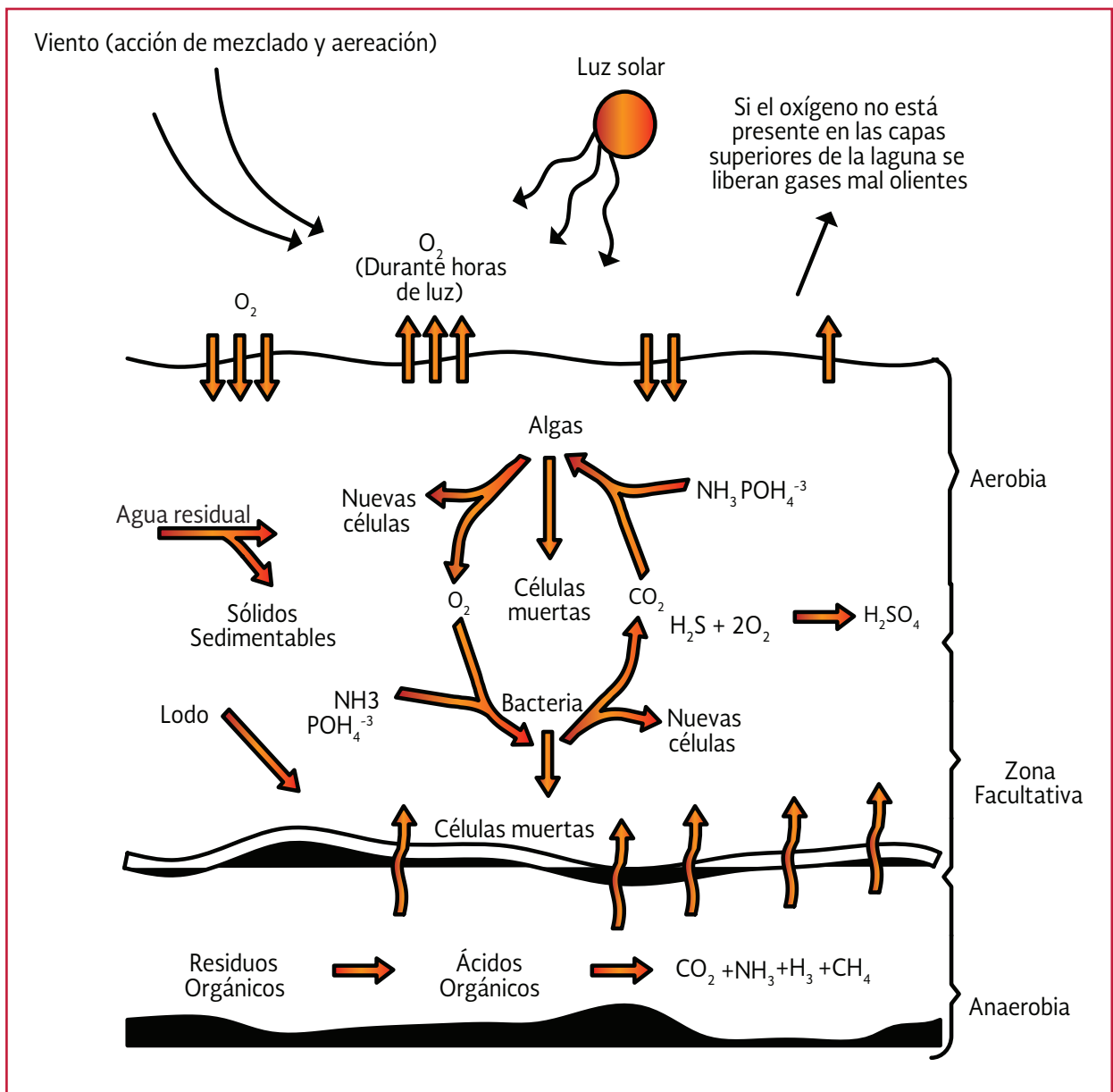
Una laguna facultativa se caracteriza por presentar tres zonas bien definidas: la zona superficial, donde las bacterias y algas coexisten simbióticamente como en las lagunas aerobias; la zona del fondo, de carácter anaerobio, donde los sólidos se acumulan por sedimentación y son descompuestos fermentativamente y, por último, una zona intermedia, parcialmente aerobia y parcialmente

anaerobia, donde la descomposición de la materia orgánica se realiza mediante bacterias aerobias, anaerobias y facultativas (Ilustración 2.6).

La materia orgánica soluble y coloidal es oxidada por organismos aerobios y facultativos utilizando el oxígeno producido por las algas que crecen abundantemente en la parte superior de la laguna. El dióxido de carbono producido sirve de fuente de carbono para las algas. Los sólidos

presentes en el agua residual tienden a sedimentarse y acumularse en el fondo de la laguna donde se forma un estrato de lodo anaerobio. La descomposición anaerobia de la materia orgánica, que se realiza en el fondo de la laguna, resulta en una producción de compuestos orgánicos disueltos y gases tales como el dióxido de carbono (CO_2), el sulfuro de hidrógeno (H_2S) y el metano (CH_4), que son oxidados por las bacterias aerobias, o bien, liberados a la atmósfera.

Ilustración 2.6 Representación esquemática de las lagunas de estabilización facultativas



La comunidad biológica del estrato superior de las lagunas facultativas es similar a la descrita para las aerobias e incluyen algas. Las lagunas facultativas se dividen, a su vez, en lagunas totalmente cerradas y de descarga controlada. Las primeras se aplican en climas en los cuales las pérdidas por evaporación son mayores que la precipitación pluvial. Mientras que las de descarga controlada tienen largos tiempos de retención y el efluente se descarga una o dos veces al año cuando la calidad es satisfactoria. Las descargas se controlan con hidrogramas, así es posible combinar la salida con los picos de gasto del influente. En otras palabras actúan tanto como un mecanismo controlador de la contaminación como un vaso regulador (Middlebrooks y Crites, 1988).

2.5. FACTORES QUE MODIFICAN EL FUNCIONAMIENTO

El tipo de comunidad biológica que se desarrolla en las lagunas y, por lo mismo, la eficiencia del tratamiento depende de múltiples factores, como:

- Calidad del agua a tratar
- Aspectos físicos
- Intensidad de la luz solar
- Viento
- Nubosidad
- Precipitación pluvial
- Infiltración y evaporación
- Temperatura
- Aspectos químicos
- Material disuelto y suspendido
- Oxígeno disuelto
- Dióxido de carbono y pH
- Fósforo
- Nitrógeno
- Oligoelementos

En esta sección se describe la influencia de algunos de estos factores en el comportamiento de las lagunas de estabilización.

2.5.1. CALIDAD DEL AGUA A TRATAR

Las lagunas se utilizan principalmente para dar tratamiento a aguas residuales domésticas. En este sentido los contaminantes que se desea remover son la materia orgánica biodegradable, los sólidos suspendidos y los microorganismos patógenos. Una laguna bien diseñada no tiene problemas para removerlos, pero en la práctica se debe considerar la presencia de efluentes industriales, sobre todo cuando estos se encuentran en una proporción mayor al 20 por ciento del flujo total del agua que entra. Se distinguen tres tipos de efluentes industriales que pueden causar problemas en este proceso:

- Aquellos con altas concentraciones de fenoles, que inhiben la fotosíntesis. En este caso se debe efectuar un pretratamiento anaerobio o la segregación de la descarga tóxica
- Los de balance de nutrientes diferente al requerido (DQO: N: P de 100: 5: 1) que llegan a reducir la eficiencia del tratamiento o inhibir el crecimiento de microorganismos, especialmente de las algas y aumentan el riesgo de anaerobiosis en las lagunas facultativas. Esta situación se puede remediar alimentando descargas con elevado contenido de nutrientes, o bien, adicionando fertilizantes o estiércol
- Efluentes con altos contenidos de materia orgánica que requiere un pretratamiento

2.5.2. ASPECTOS FÍSICOS

La producción de algas y microorganismos de una laguna a otra varía considerablemente en la literatura técnica, reflejando la influencia de las condiciones ambientales (Delaunoy 1982). Entre ellos destacan el clima, la intensidad de la luz solar, la latitud, la nubosidad, la precipitación pluvial y la temperatura (Ilustración 2.7).

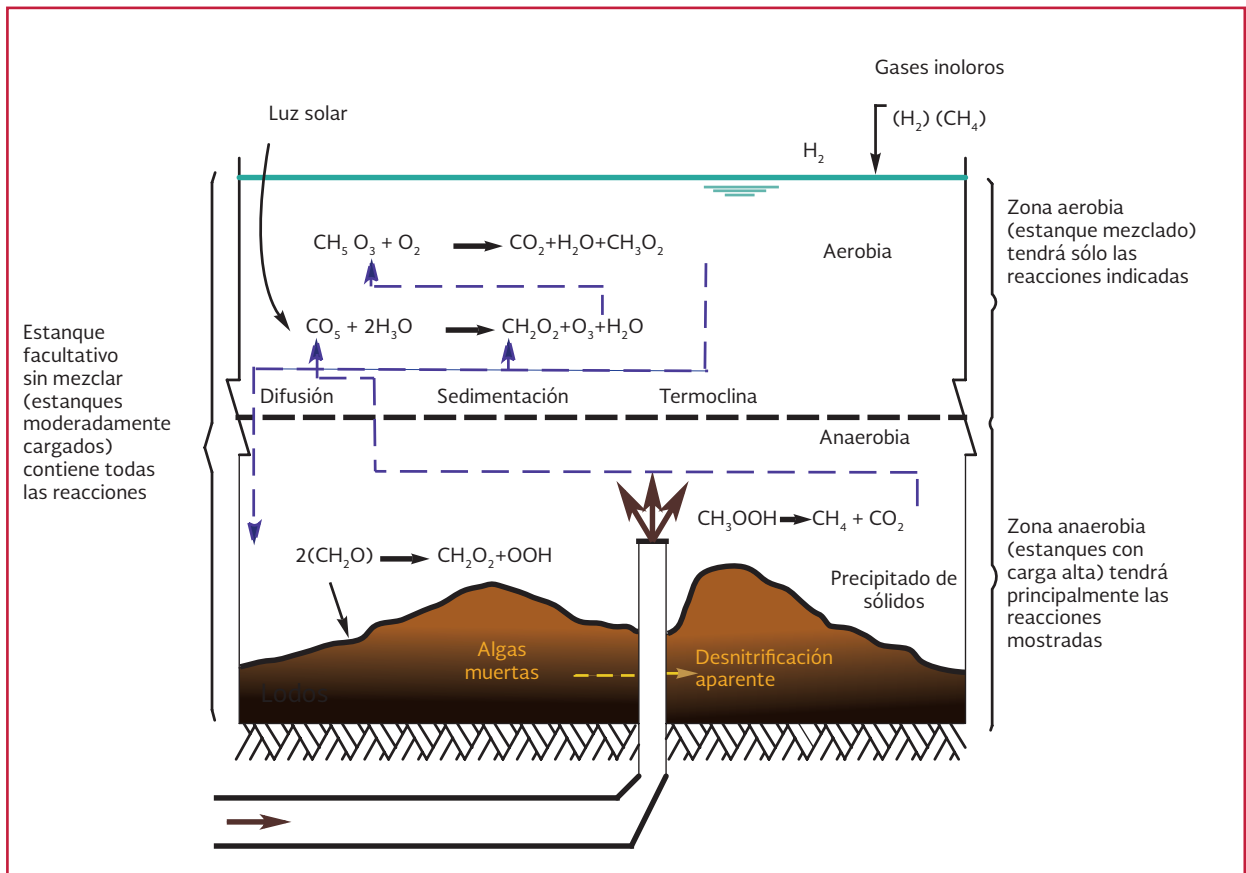
2.5.2.1. Intensidad de la luz solar

La luz solar constituye una fuente de energía para algunos de los procesos biológicos de la laguna y determina su estructura térmica. La cantidad de luz se mide como la cantidad de energía que incide en el área donde se lleva a cabo la fotosíntesis. La iluminación que se re-

quiere para la actividad biológica de las algas varía de 5 000 a 7 500 lux. La luz que llega a la laguna es función de la latitud, estación del año, hora del día, condiciones ambientales y tipo de cuerpo de agua.

Aunque toda la luz incide en la superficie, solo una parte de ella penetra y otra es reflejada a la atmósfera. La parte que no es reflejada se dispersa en el agua, y puede salir nuevamente fuera del agua o ser absorbida por algún material. Las longitudes de onda grandes (rojo de 620 a 750 nm y naranja de 587 a 597 nm) son absorbidas después de pasar a través de una pequeña distancia, calentando el agua superficial, mientras que las ondas cortas (verde de 495 a 570 nm y azul de 450 a 495 nm) penetran hasta las zonas profundas. La penetración de la luz depende de

Ilustración 2.7 Diagrama simplificado del proceso, de degradación de la materia orgánica en una laguna



la composición del agua y la cantidad de material suspendido o disuelto en ella. La luz se reduce al 1 por ciento de la cantidad total que incide sobre la superficie y alcanzan una profundidad menor a 1 m en cuerpos productivos o turbios (Ilustración 2.8).

En general, se distinguen tres estratos en las lagunas: el superior que se caracteriza por un exceso de luz y que tiene un espesor, de 110 cm; el central, donde ocurre la iluminación óptima para la fotosíntesis que es de sólo unos cuantos centímetros; y el inferior escasamente iluminado. Un cuerpo de agua no debe estar completamente estratificado ya que una alta eficiencia fotosintética sólo ocurre con movimiento del agua y alternando las condiciones de luz y oscuridad. De hecho, se ha comprobado que intervalos cortos de radiación solar son mejores que una exposición prolongada a la misma. En cambio, la luminosidad excesiva conduce a un crecimiento y envejecimiento rápido de las algas, disminuyendo la depuración esperada del agua residual.

La fotosíntesis y, por tanto, la luz solar son relevantes para las lagunas aerobias y facultativas ya que, como se mencionó, la oxigenación suministrada por las algas es mayor que la aireación natural. De aquí la importancia de conservar libre de sombras la laguna y de no hacerlas muy profundas. Incluso, algunos investigadores como Golman (en Delaunoy 1982) consideran que la mayoría de las veces la actividad biológica ocurre a 25 o 30 cm abajo de la superficie. La temperatura no es un factor tan importante

como la radiación solar para controlar la productividad de algas.

2.5.2.2.Viento

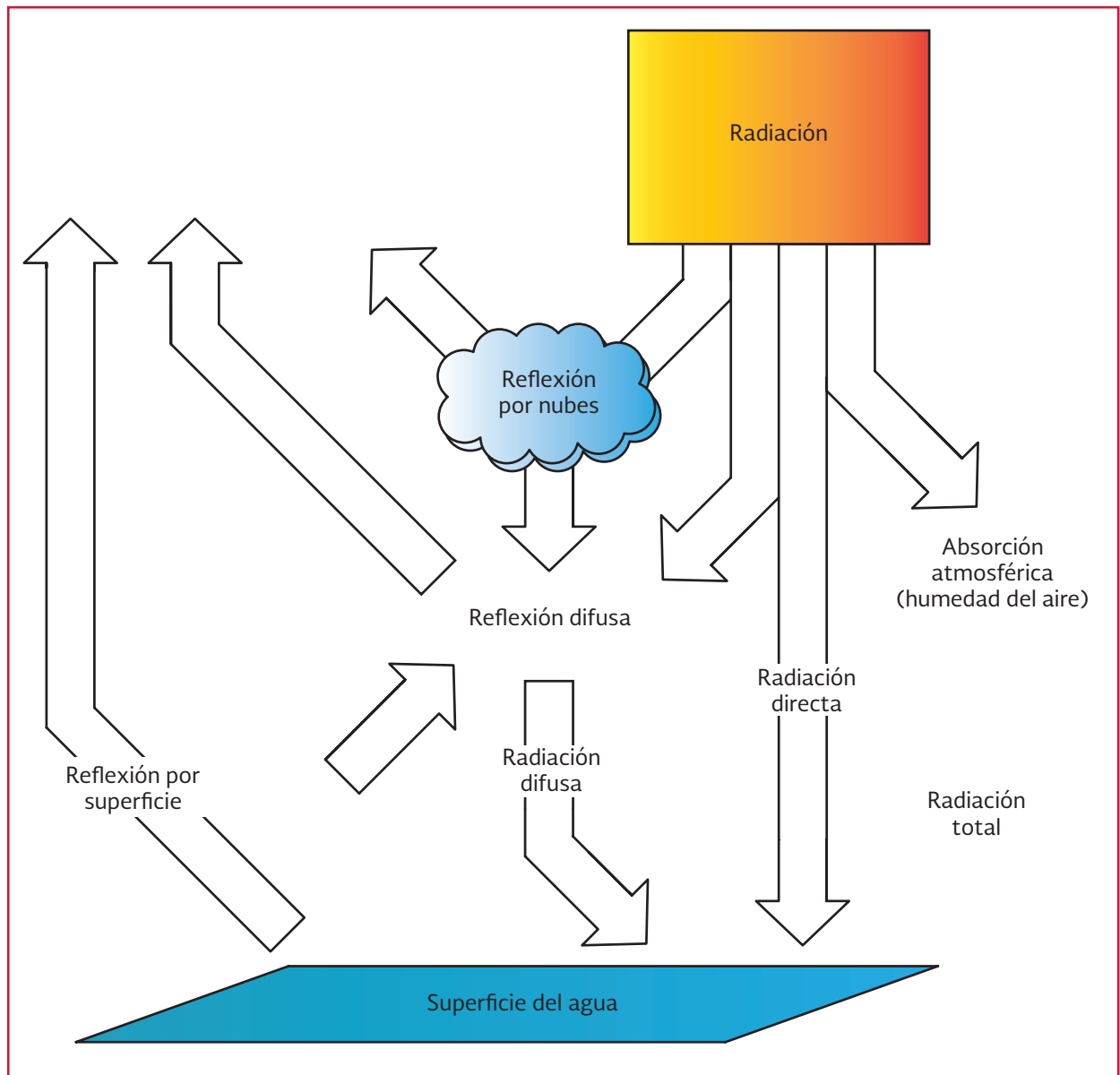
El viento interviene en el proceso de autodepuración en las lagunas al provocar una mezcla y generar corrientes verticales del agua. Así, el oxígeno disuelto presente en la superficie es llevado a las capas más profundas. También la dispersión del agua residual y de los microorganismos en toda la laguna ocurre por el mismo efecto. El viento ayuda al movimiento de las algas, principalmente de aquellas que son consideradas como grandes productoras de oxígeno, como son las algas verdes del género *Chlorella*.

Por otra parte, cuando se tiene la presencia de vientos dominantes que pueden transportar los olores generados por un mal funcionamiento en la laguna, la dirección de los mismos es un factor determinante. Otro problema relacionado con vientos fuertes es la formación de olas que pueden provocar la erosión de los terraplenes internos. Por lo general, esto ocurre en lagunas con superficies superiores a 10 hectáreas.

2.5.2.3.Nubosidad

Las nubes son un agente importante para la dispersión y reflexión de la energía solar, capaces de reducir la radiación directa en un 80 a 90 por ciento. Esta reducción varía en función de la distribución, tipos de nubes, la cantidad de absorción, la dispersión atmosférica y de la distancia efectiva (espesor y contenido atmosférico).

Ilustración 2.8 Dispersión de luz en un cuerpo de agua



2.5.2.4. Precipitación pluvial

Las precipitaciones pluviales tienen una influencia importante en el funcionamiento del proceso; lluvias aisladas o escasas no provocan efectos significativos en las lagunas; con lluvia continua el tiempo de retención hidráulica se reduce mientras que lluvias intensas diluyen el contenido de materia orgánica a la laguna y acarrear material orgánico y mineral por medio del escurrimiento.

2.5.2.5. Infiltración y evaporación

La infiltración y evaporación disminuyen el volumen de agua contenida en una laguna. Ambos factores están íntimamente ligados con las condiciones climáticas y geológicas locales, en especial con la temperatura, el viento, la humedad del aire y el tipo de suelo.

Uno de los factores por cuidar durante la operación es el mantener un nivel constante del líqui-

do y que el espesor del agua sea casi el mismo en cualquier sitio de la laguna. La pérdida de agua provocada por la evaporación trae como consecuencia la concentración de sustancias contaminantes y aumenta la salinidad del medio; ambos efectos resultan perjudiciales para algunos microorganismos y en consecuencia, para el equilibrio biológico de la laguna.

2.5.2.6. Temperatura

La temperatura del líquido en la laguna es probablemente uno de los parámetros importantes en la operación de esta y, por lo general, se encuentra dos o tres grados arriba de la temperatura ambiente.

Como es sabido, la mayoría de las bacterias trabajan en el intervalo de temperatura mesófilo por lo que las altas temperaturas no son problema. El incremento por arriba de 25 °C acelera los procesos de biodegradación; las temperaturas altas permiten el desarrollo de algas azules pero su presencia se relaciona con la muerte de otro género de algas. Por el contrario las bajas temperaturas abaten la eficiencia de tratamiento. Cuando la temperatura disminuye se presenta una reducción de la población de algas y del metabolismo bacteriano implicando una disminución de la eliminación de la contaminación orgánica y bacteriológica.

La producción óptima de oxígeno se obtiene a los 20 °C, los valores límites son 4 y 35 grados centígrados. En efecto, a partir de 3 °C la actividad fotosintética de las algas decrece y las lagunas se tornan más sensibles a choques hidráulicos o a rápidos aumentos en la carga orgánica, lo cual trae como consecuencia una menor eficiencia de la remoción de la demanda bioquímica de oxígeno. En cuanto a la

fermentación anaerobia, esta se origina después de los 22 °C y decrece a casi nada por debajo de los 15 grados Celsius.

Finalmente la actividad microbiana más intensa a mayores temperaturas ocasiona un incremento en los requerimientos de oxígeno disuelto y si no se abastece la cantidad requerida se pueden propiciar condiciones anaerobias que se caracterizan por la presencia de olores desagradables y un efluente turbio.

2.5.3. ASPECTOS QUÍMICOS

2.5.3.1. Material disuelto y suspendido

Los compuestos se pueden encontrar en forma disuelta o suspendida. Las bacterias incorporan las sustancias orgánicas disueltas en sus cuerpos que posteriormente liberan al morir. El material suspendido tiende a sedimentar generando una acumulación en el fondo el cual, con los movimientos del agua pueden suspenderse y descomponerse biológicamente al mezclarse.

2.5.3.2. Oxígeno disuelto

El oxígeno disuelto, fundamental para la realización del proceso aerobio varía en función del día y la profundidad. La evolución diurna de una laguna muestra que el contenido de oxígeno es más elevado en el centro y en la superficie. Durante la noche, las corrientes térmicas mezclan las capas estratificadas lo que garantiza una producción constante de oxígeno durante las mañanas.

Para que se lleve a cabo una adecuada estabilización se requieren valores de oxígeno disuelto comprendidos entre el valor de saturación y un mínimo de 2 mg/Litro. En algunos casos se tie-

nen valores muy por arriba de la saturación en la capa superior de la laguna debido a la gran actividad fotosintética de las algas. La saturación por oxígeno se obtiene alrededor de 4 horas antes de la aparición del sol y se mantiene durante todo el periodo de insolación. En la Ilustración 2.9 se muestra como, en condiciones normales, se presenta un gradiente de la concentración de oxígeno disuelto en función del año.

2.5.3.3. Dióxido de carbono y pH

El dióxido de carbono (CO_2) es altamente soluble y forma ácido carbónico el cual se disocia y libera iones hidronio. En sistemas donde los carbonatos son abundantes, el pH es relativamente constante. Cuando las sales disueltas en el agua son pobres en carbonatos, la actividad biológica ocasiona grandes cambios de potencial de hidrógeno.

Durante las primeras horas del día, los valores de pH son bajos (menores de 7) debido al exceso de CO_2 producido por la respiración bacteriana aerobia durante la noche; de las 14:00 a 16:00 horas, el pH se eleva ya que las algas se encuentran en plena actividad fotosintética. Durante la noche el pH vuelve a declinar por que las algas dejan de consumir CO_2 y porque continúa la producción de CO_2 por la respiración de las bacterias.

2.5.3.4. Fósforo

El fósforo está presente como ion fosfato o en complejos orgánicos. Algunos fosfatos son altamente solubles en agua, en particular cuando el oxígeno está presente (Ilustración 2.10). El fósforo es un nutriente limitante y su adición ayuda a mejorar los problemas ocasionados por una baja biodegradación.

2.5.3.5. Nitrógeno

El nitrógeno está presente como N-N_2 , N-NO_2^- , N-NO_3^- , NNH_4^+ y en diversas formas orgánicas. Proviene de la precipitación, del suelo y del agua residual misma, pero su disponibilidad está regulada por los procesos biológicos. Varios tipos de bacterias y algas azul verdes fijan el N_2 en forma orgánica, incorporándolo en el ciclo de nutrientes. El nitrógeno debe estar disponible en relación con la materia orgánica para no volverse un limitante del crecimiento (Ilustración 2.11).

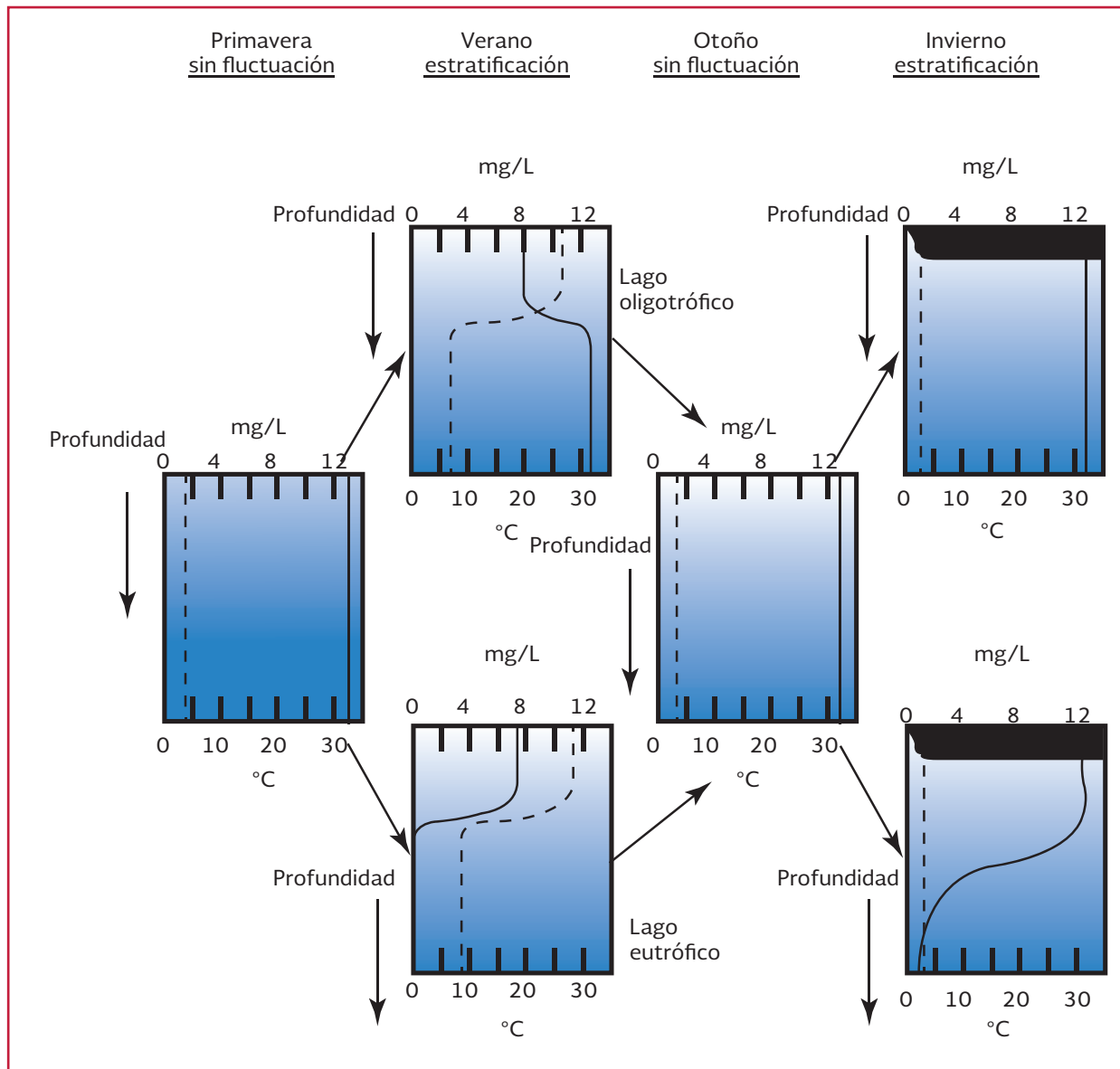
2.6. PATRONES DE FLUJO HIDRÁULICO

La eficiencia de los procesos de tratamiento del agua residual depende de las características hidráulicas de las unidades de tratamiento, en especial, de la geometría (forma, tamaño y profundidad), el tiempo de retención hidráulica (τ) y el patrón de flujo. Los patrones de flujo ideales son: flujo pistón y flujo completamente mezclado. De ellos el pistón es el que conduce a mejores resultados en las lagunas.

2.6.1. FLUJO COMPLETAMENTE MEZCLADO

En este patrón de flujo se considera que la concentración de sustrato y de microorganismos es la misma en cualquier parte del reactor biológico. La mezcla completa ocurre cuando las partículas que entran al reactor son dispersadas inmediatamente en todo el volumen del mismo. Se obtiene en reactores cuadrados o circulares si el contenido es uniforme y continuamente redistribuido.

Ilustración 2.9 Variación del contenido de oxígeno disuelto en una laguna a lo largo del año



En un reactor completamente mezclado sin recirculación, tanque o laguna, la cinética de remoción de la DBO se expresa como:

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{1}{1 + k\tau} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

donde:

S_i = DBO influente, mg/L

- S_e = DBO efluente, mg/L
- τ = Tiempo de retención hidráulica, h
- k = Coeficiente de remoción de DBO a la temperatura del líquido, h^{-1}

Las lagunas aireadas se diseñan normalmente considerando este patrón de flujo, garantizando el mezclado por los aeradores mecánicos o el sistema de difusión.

Ilustración 2.10 Perfil de la concentración del fósforo con respecto a la profundidad en una cisterna oligotrófica y eutrófica

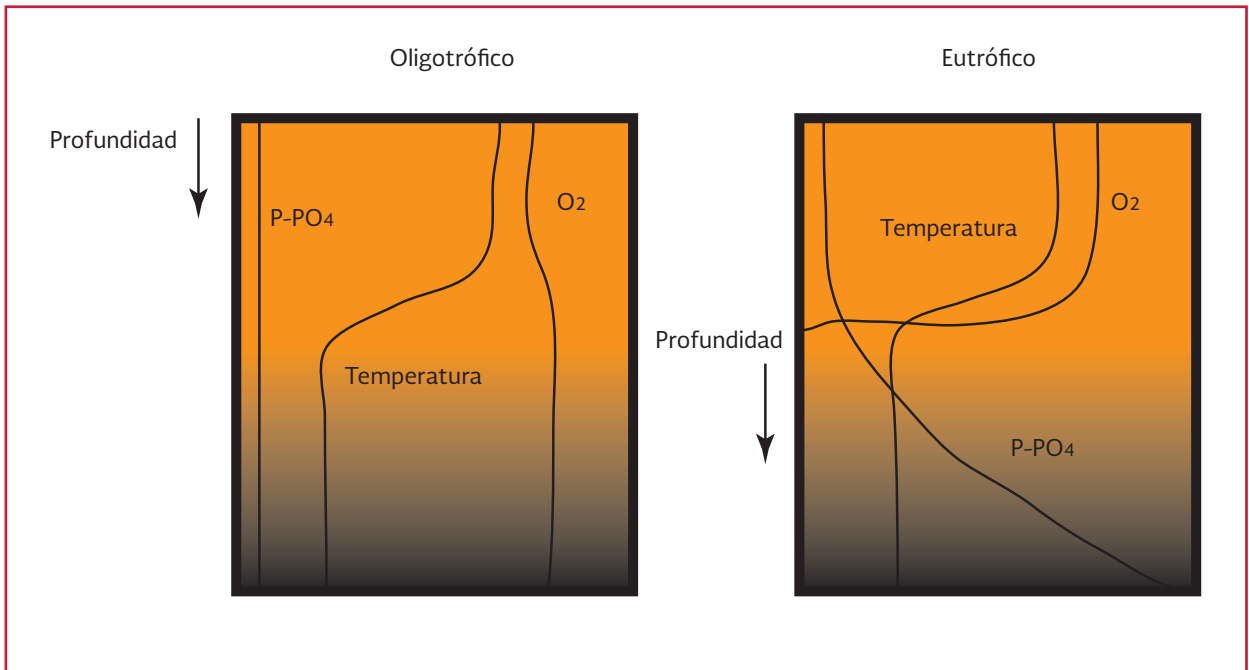
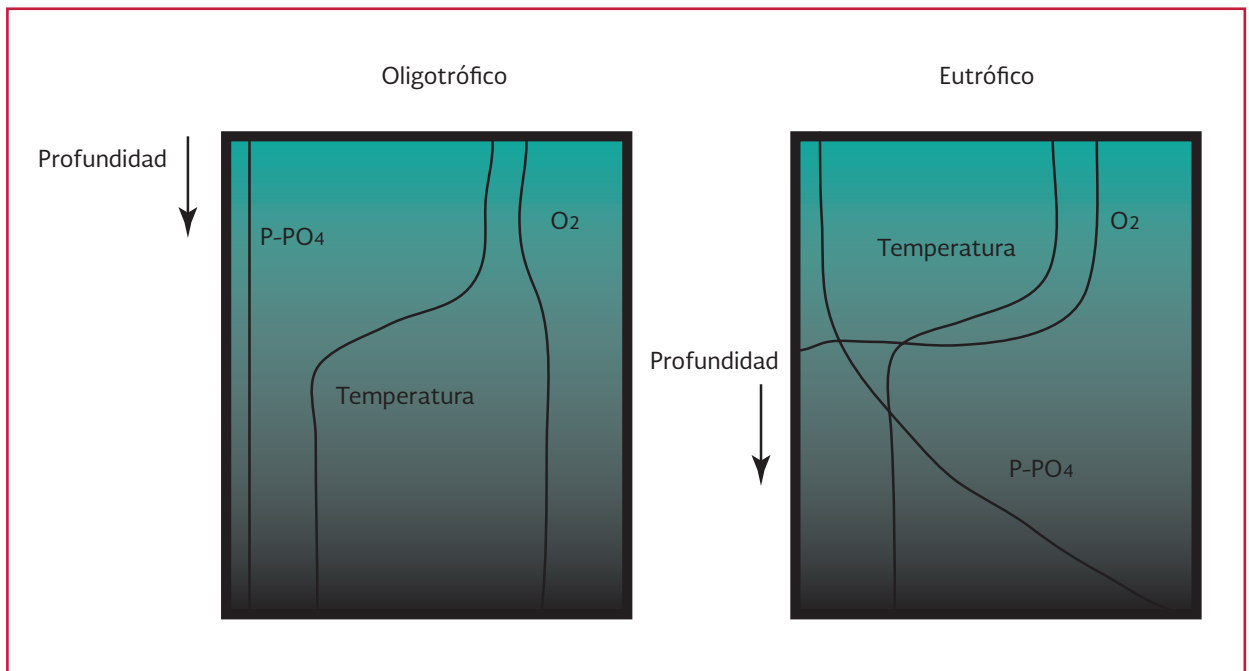


Ilustración 2.11 Perfil de la concentración del nitrógeno con respecto a la profundidad en un sistema oligotrófico y eutrófico



2.6.2. FLUJO PISTÓN

El reactor ideal de flujo pistón o tubular (Ilustración 2.12) es aquel en el que no hay mezclado en la dirección del flujo, pero sí existe

un mezclado completo en la dirección perpendicular al mismo, esto es, en la dirección radial. Las concentraciones varían a lo largo de la coordenada de longitud (como se indica en las flechas), pero no a lo largo de la coordenada

radial. En general, los reactores de flujo pistón se operan en estado estable, por lo que las propiedades en cualquier posición son constantes con respecto al tiempo.

En un reactor de flujo pistón la cinética de remoción de la DBO se expresa como:

$$S_e = S_i e^{-k\tau} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

donde:

- S_i = DBO influente, mg/L
- S_e = DBO efluente, mg/L
- τ = Tiempo de retención hidráulica, h
- k = Coeficiente de remoción de DBO a la temperatura del líquido, d^{-1}

2.6.3. DESVIACIONES DE LA IDEALIDAD HIDRÁULICA

Una vez establecidas las condiciones de idealidad (reactor completamente mezclado y reactor pistón) es necesario tener en cuenta que no existen en la práctica las expresiones matemáticas.

En los reactores con mezcla completa, las desviaciones principales son la aparición de zonas muertas y de cortos circuitos que aumentan o disminuyen el tiempo de retención hidráulica, problemas que se determinan con un estudio de trazado.

Con respecto al flujo pistón se presentan dos tipos de desviaciones: aquellas con mezclado parcial en la dirección longitudinal y aquéllas con mezclado incompleto en dirección radial. En la primera, los elementos del flujo no se mezclan sino que siguen trayectorias separadas a través del reactor (flujo disperso), estos elementos quedan retenidos, en consecuencia, durante tiempos

diferentes. La segunda es una distribución del flujo en la cual los elementos adyacentes de este se mezclan parcialmente (micromezclado). Es posible evaluar los efectos de estas dos desviaciones sobre la conversión, mediante la evaluación de distribución de tiempos de residencia del fluido en un estudio de trazado (Smith, 1995).

2.6.4. ESTUDIOS DE TRAZADO

Es importante reconocer que en la práctica no es posible distribuir uniformemente el fluido en la entrada del reactor (lagunas) en su sección longitudinal y transversal, ya que se tienen cambios climáticos y fenómenos de convección en el agua a ser tratada. El viento es uno de los factores que más afectan el régimen de flujo puesto que se generan cortos circuitos y espacios muertos.

El tiempo de retención hidráulica, τ se estima dividiendo el volumen líquido de la laguna entre el gasto del agua residual. Como en la realidad el tiempo que cada elemento del agua permanece en la laguna es diferente de τ , se efectúa un estudio de trazado para determinar su valor (t). De manera que la diferencia entre τ y t debe ser determinada en campo por medio de un estudio de trazado y a medida que $t < \tau$, la eficiencia decrece.

Las pruebas con trazadores permiten determinar el patrón de flujo, el tiempo real promedio de retención t y la existencia de espacios muertos o cortos circuitos. La prueba consiste en adicionar una pequeña mezcla de un trazador (colorante) a un tiempo inicial ($t=0$) en la entrada de la laguna y monitorear las concentraciones del mismo a la salida a diferentes intervalos de tiempo, para ser graficados como se muestra en la Ilustración 2.14 (curva C). Las precauciones

Ilustración 2.12 Flujo pistón ideal

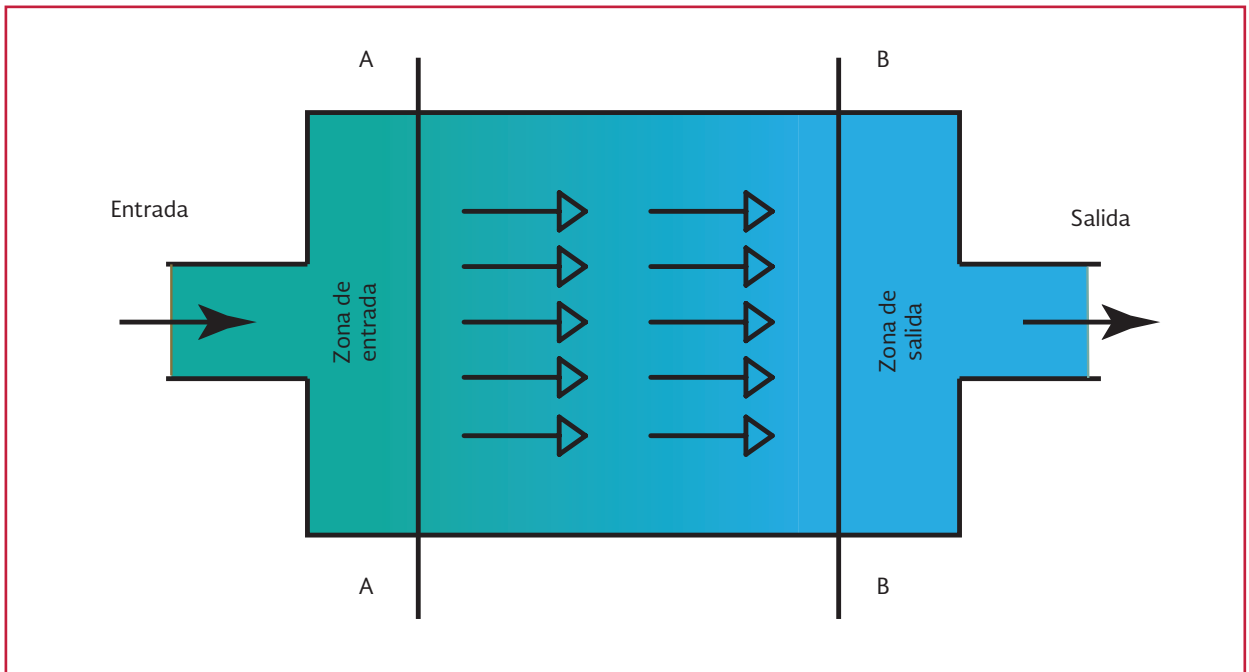
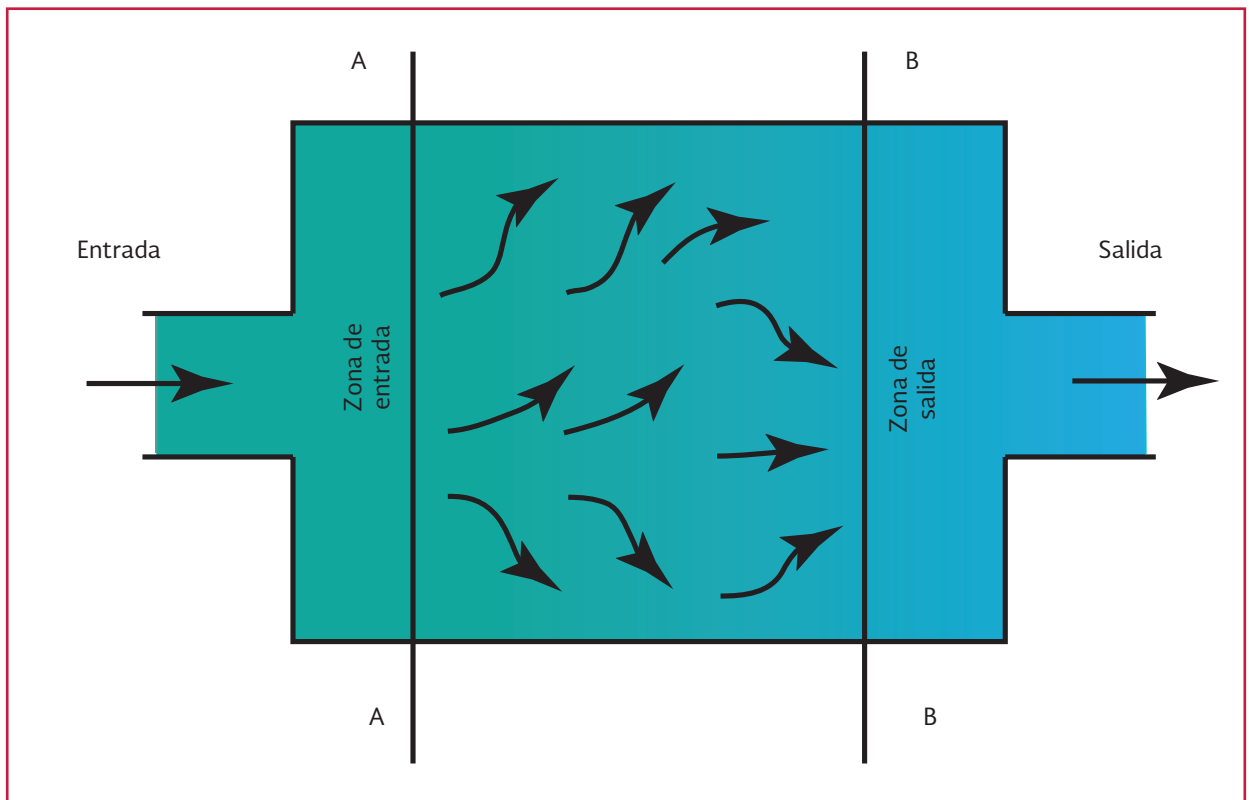


Ilustración 2.13 Flujo pistón disperso



del estudio consisten en mantener constante la temperatura y la rapidez del flujo, ya que son determinantes en la confiabilidad de los resultados obtenidos (Thirumurthi, 1991).

Para un flujo pistón, la curva C tiene un estrechamiento en la base debido a que el trazador no es dispersado y sale todo junto, al igual que entró. Para un flujo pistón disperso, la curva es más amplia en la base. A medida que incrementa la dispersión lateral incrementa la amplitud de la base. Levenspiel (1965), desarrolló una técnica para cuantificar la extensión de la dispersión introduciendo el índice de dispersión (d) que se define como:

$$d = D/UL \quad \text{Ecuación 2.13}$$

donde:

- D = Coeficiente de dispersión axial (m²/h)
- U = Velocidad del fluido (m/h)
- L = Longitud de la trayectoria del líquido (m)

Para un flujo pistón ideal $d=0$ y para un flujo moderadamente disperso d varía de 0 a 0.25 (Thirumurthi, 1991).

La importancia de seleccionar un trazador es esencial y se deben evaluar sus características químicas, durabilidad, costo y sus limitaciones inherentes. Los posibles trazadores empleados en los estudios hidráulicos son:

- Objetos flotantes
- Sales
- Radioisótopos

- Sustancias colorantes
- Sustancias no colorantes y
- Microorganismos

Los compuestos coloridos tienen mayores ventajas ya que son detectables a bajas concentraciones y en general no son tóxicos. Además, en la selección para análisis de patrones de flujo en lagunas es necesario que el trazador a utilizar tenga las siguientes características:

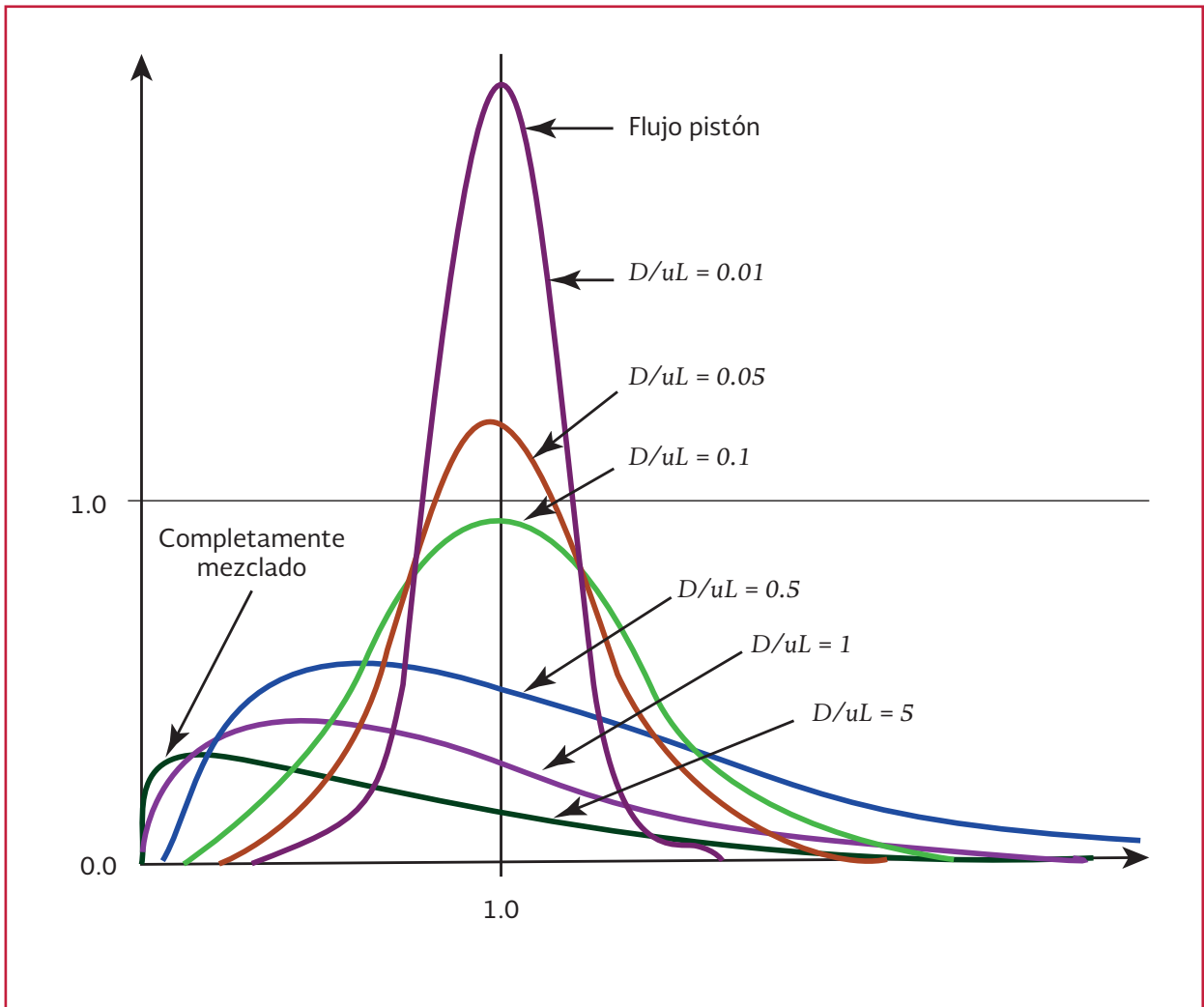
- Bajo decaimiento de la actividad fotosintética
- Alta resistencia a la adsorción de sólidos
- Biodegradabilidad y
- Bajo costo

Los trazadores más empleados son la Rodamina B, cloruro y fluoruro de sodio (Aldana, *et al.*, 1995); sin embargo, se ha reportado problemas con el empleo de las sales cuando al efectuar el estudio de trazado varía la temperatura, hay medios porosos o posibilidad de adsorción. Jiménez *et al.*, (1988) sugieren una serie de indicadores especiales para modelación hidráulica en reactores biológicos que son Azul de Dextrano, Azul de Bromofenol, Verde de Bromofenol, Eosina Y y Rodamina B.

2.6.5. MODELOS DE FLUJO APLICADOS A LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Diferentes autores que han desarrollado varios modelos para la remoción de DBO y bacterias en lagunas han encontrado que el flujo tipo pistón las representa en mejor forma, que el tipo completamente mezclado, con excepción de las lagunas completamente aireadas.

Ilustración 2.14 Curvas C típicas de patrones de flujo para regímenes de tipo pistón y completamente mezclado (Bahl, et. al., 2012)



Anteriormente no se consideraban los regímenes de flujo como un factor determinante, pero actualmente gracias a los trabajos de Mara y Pearson (1987 en Arthur, 1990) se recomiendan lagunas con altas relaciones longitud/ancho (favoreciendo el flujo pistón). Algunos autores han señalado el efecto negativo de los cortos circuitos a la entrada y salida de la laguna y recomiendan el empleo de varias lagunas de menor tamaño en serie de manera que se integren como una sola (Juanico, 1991). De hecho, varias lagunas mezcladas en serie equivalen a un pistón.

Los efluentes provenientes de un sistema que se acerquen al flujo pistón tienen cuatro órdenes de magnitud menos de bacterias que flujos que tienden a uno completamente mezclado. Los cambios en la carga hidráulica no afectan la concentración media de salida, aunque es variable. (Ilustración 2.15). El flujo pistón muestra mejores eficiencias de remoción cuando la carga orgánica es uniforme o bien cuando los cambios son semanales.

Con respecto a la remoción de la DBO, Juanico (1991) no encontró gran variación entre los dos

tipos de regímenes. De manera que los cambios hidráulicos no afectan la remoción de la DBO a la salida de la laguna (Ilustración 2.16). De esta manera, una laguna facultativa cuya finalidad es la de remover la DBO se puede diseñar como un reactor de flujo pistón o completamente mezclado. Mientras que las lagunas de pulimento construidas para la eliminación de patógenos solo pueden ser de tipo pistón.

Como el carácter facultativo de una laguna se obtiene mediante el control de la carga orgánica en términos de kg DBO/día/área, una laguna facultativa con flujo pistón puede recibir una alta carga orgánica en la primera parte de la laguna (condiciones anaerobias reales), una carga media a la mitad de la laguna (donde se pueden encontrar condiciones facultativas) y una carga baja en la última parte (completamente aerobia) lo que no conduce a lo deseado. El problema puede ser resuelto mediante la recirculación del efluente de la laguna.

Sin embargo, la práctica de la recirculación cambia de un régimen de flujo pistón a uno completamente mezclado. El efecto de la recirculación en una serie de lagunas parcialmente

mezcladas es positivo para la remoción de la DBO pero aún no está estudiada la recirculación en flujo pistón.

Algunos autores han recomendado el diseño de varias lagunas de pulimento pequeñas en serie instaladas como si fuera una sola, lo cual resulta benéfico para evitar los cortos circuitos y crear un flujo hidráulico cercano al tipo pistón, asegurando la remoción de bacterias. Con respecto a los reactores completamente mezclados, se ha observado, a través de estudios realizados con trazadores, que las lagunas rectangulares no están bajo dicho régimen, pero sí tienen un área de mezclado central, aunque a la entrada y salida del sistema se tengan zonas muertas. Para resolver este problema, se debe considerar el diseño de lagunas pequeñas con tiempos de retención cortos y reducir las zonas muertas y los circuitos cortos. La Ilustración 2.17 muestra la diferencia entre un flujo hidráulico ideal en operación cuando una laguna es dividida en varias pequeñas. La solución a este problema es diseñar las lagunas con una relación adecuada largo/ancho, lo que indica que se parte de un flujo completamente mezclado a uno pistón. El uso de mamparas favorece este tipo de flujo (Juanico, 1991).

Ilustración 2.15 Concentración de bacterias en el efluente de un reactor de flujo pistón y otro completamente mezclado simulados en estado estacionario. Juanico, 1991

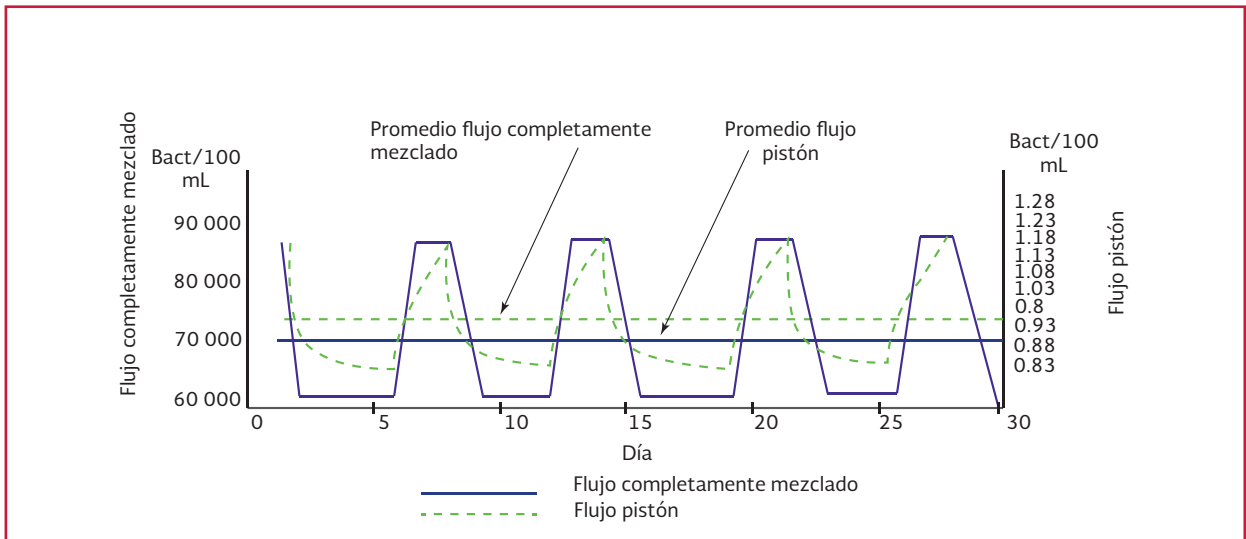


Ilustración 2.16 Concentración de DBO en el efluente de un reactor de flujo pistón y otro completamente mezclado simulados en estado estacionario. Juanico, 1991

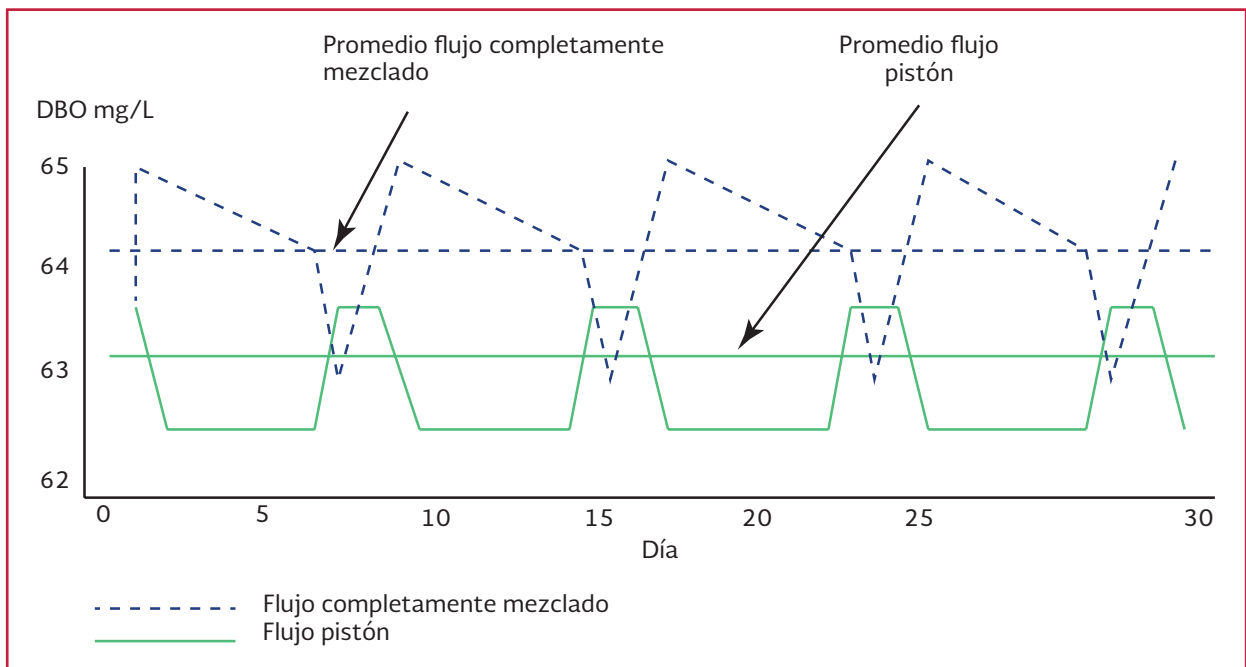
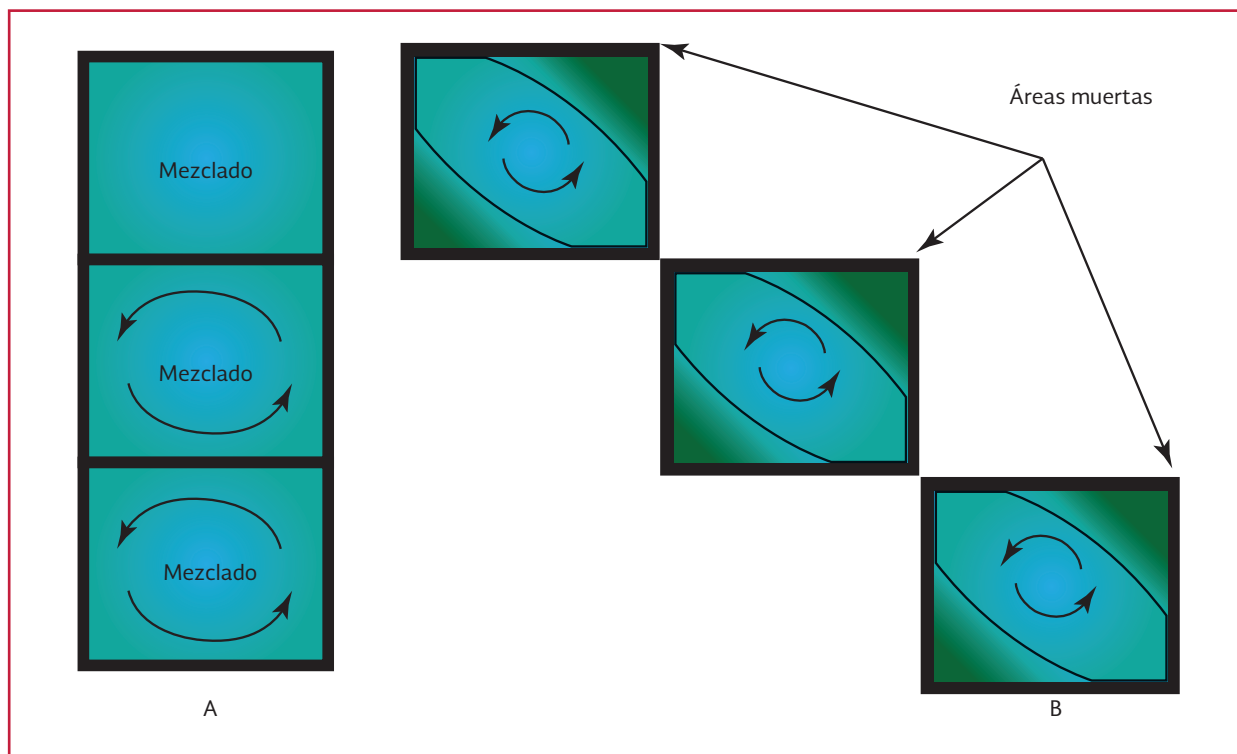


Ilustración 2.17 Flujo hidráulico en una serie de lagunas de maduración pequeñas con un tiempo de retención corto. A) Se considera un flujo completamente mezclado, B) diseño hidráulico y flujo de operación



3

DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

La aplicación de las lagunas como método de tratamiento se dio en forma casual, las primeras no se diseñaron, simplemente se usaron y funcionaron. Para este capítulo, es conveniente tener presente que los modelos matemáticos son una herramienta de apoyo para el diseño de algún proceso.

Cabe señalar que la complejidad de las reacciones biológicas y las interacciones que se dan entre ellas dificultan, por una parte, la racionalización de los criterios y recomendaciones de diseño y, por la otra, el establecimiento de una metodología basada en un modelo matemático simple y universal para las lagunas (Ouano, 1981). A pesar de ello se han establecido criterios (apoyados ya sea en modelos matemáticos, conceptualizaciones teóricas y/o en la experiencia) con los que se obtienen sistemas confiables para predecir la calidad de los efluentes (Thirumurthi, 1991). De hecho, dado el gran tamaño de las lagunas, los más útiles son los más simples que se derivan de la experiencia mientras que los más complicados ayudan a entender el proceso.

En este capítulo se describen algunas metodologías que han sido propuestas para diseñar los diferentes tipos de lagunas. Asimismo, se presenta al final de cada sección un resumen de los métodos de diseño.

3.1. CONCEPTOS BÁSICOS DE DISEÑO

Para realizar en forma apropiada el diseño y la operación de una laguna es necesario entender claramente el significado de los siguientes conceptos en los que se basan la mayoría de los criterios y recomendaciones: Tiempo de retención hidráulica o tiempo de residencia (τ). Es el tiempo (días) que teóricamente pasa el agua dentro del sistema de tratamiento biológico y que se utiliza en el diseño. Se puede estimar a partir de la siguiente relación:

$$\tau = \frac{V}{Q} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

donde:

- V = Volumen total del líquido contenido dentro de la laguna, m^3
- Q = Gasto de agua, m^3/d

Volumen efectivo (V_e). Es el volumen donde se realiza efectivamente el tratamiento biológico y es menor que V debido a que toman en consideración los cortos circuitos y zonas muertas en la laguna. De la utilización de este volumen, se deriva el concepto de tiempo real de retención hidráulica:

$$t = \frac{V_E}{Q} < \tau \quad \text{Ecuación 3.2}$$

donde:

- t = Tiempo Promedio real de retención hidráulica, obtenido a partir de un estudio de trazado, d
 V_E = Volumen efectivo de la laguna, m³

Carga orgánica (C_o). Es la masa de sustrato (materia orgánica medida como DBO, o DQO) que se aplica diariamente a la laguna y que será estabilizada en el tratamiento biológico. Su valor se expresa normalmente en kg de DBO, por unidad de tiempo. Se obtiene mediante:

$$C_o = \frac{S_i}{Q} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

donde:

- S_i = DBO o DQO en el afluente, mg/L
 Q = Caudal, m³/d

Carga orgánica superficial (C_s). Es la masa diaria de sustrato aplicado a la laguna por unidad de área superficial. Se expresa en kg DBO/(m² d) y se estima mediante:

$$C_s = \frac{S_i \cdot Q}{A} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

donde:

- S_i = DBO o DQO en el afluente, mg/L
 Q = Caudal, m³/d
 A = Área, m²

Carga orgánica volumétrica (C_v). Es la masa diaria de sustrato aplicado a la laguna por unidad de volumen y tiempo. Se expresa en kg DBO o

DQO/(m³ d) y se calcula mediante:

$$C_v = \frac{S_i \cdot Q}{V} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

donde:

- S_i = DBO o DQO en el afluente, mg/L
 Q = Caudal, m³/d
 V = Volumen total del líquido contenido dentro de la laguna, m³

Cabe mencionar que tanto para la carga orgánica superficial como para la volumétrica es común omitir el término orgánico.

3.2. LAGUNAS AEROBIAS

3.2.1. LAGUNAS AEROBIAS CON OXIGENACIÓN NATURAL

Los sistemas de lagunas aerobias se usan principalmente para la producción de algas y requieren grandes áreas por unidad de DBO estabilizada comparadas con los sistemas facultativos o anaerobios (Ouano, 1981).

Una laguna aerobia sin aireación superficial se puede diseñar para una producción máxima de algas o de oxígeno (lagunas aerobias de alta tasa), o bien para mantener las condiciones aerobias a través de toda la laguna (lagunas aerobias de baja tasa). En este tipo de reactores, el oxígeno es provisto por la fotosíntesis y la reaeración. En general, el tiempo de retención es de 3 a 5 días con profundidades de 0.3 a 0.45 m y remociones entre el 80 y 95 por ciento de la DBO soluble. La concentración de DBO_T, que incluye la producida por las algas, excede, y en mucho,

la concentración de la DBO del influente; pero como las algas no forman parte de la carga contaminante se deben separar antes de evaluar la eficiencia de la laguna 1 (Ouano, 1981). Los lodos que sedimentan en la laguna deben ser removidos una vez cada 2 a 4 años, para evitar la formación de capas anaerobias.

Las lagunas aerobias de baja tasa se aplican como un postratamiento a efluentes secundarios, por lo que requieren tiempo de retención mayor para garantizar un tratamiento adecuado.

El proceso para diseñar lagunas aerobias es similar a los empleados para lagunas facultativas, con base en la carga orgánica superficial y el tiempo de retención hidráulico. Las plantas de mayor tamaño se diseñan como reactores de flujo completamente mezclado, usando dos o tres reactores en serie. Una segunda aproximación es el uso de ecuaciones que consideran una cinética de primer orden como la desarrollada por Wehner - Wilhelm para

un reactor con un régimen arbitrario (entre un flujo pistón y uno completamente mezclado). En la Tabla 3.1 se indican algunas recomendaciones de diseño para las lagunas aerobias.

Tabla 3.1 Cuadro resumen localidades mayores de 50 000 habitantes (Metcalf & Eddy, 1991)

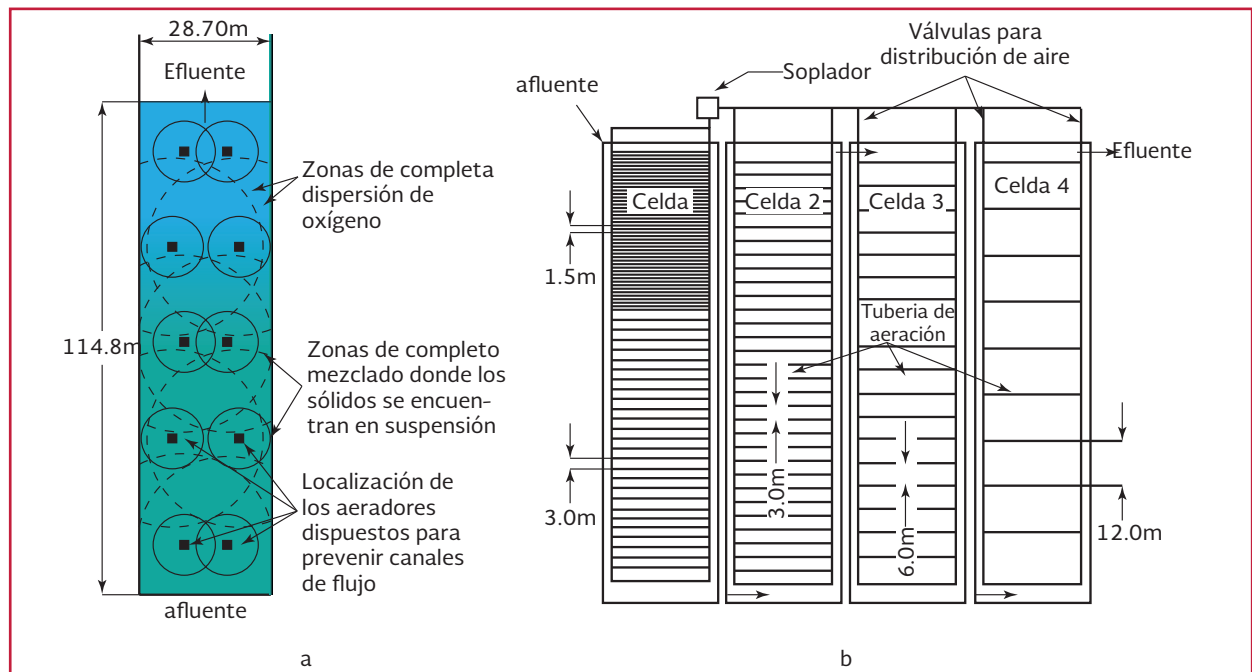
Recomendación de diseño	Lagunas aerobias de baja tasa	Lagunas aerobias de alta tasa
Tiempo de retención, <i>d</i>	10 a 40	4 a 6
Profundidad, <i>m</i>	0.90 a 1.20	0.30 a 0.45
Carga superficial, <i>kg/(ha d)</i>	67 a 135	90 a 180
Conversión de DBO, %	80 a 95	80 a 95

Notas: Valores típicos. Se han aplicado valores muy superiores en diferentes plantas.

3.2.2. LAGUNAS AIREADAS EN FORMA MECÁNICA

Una laguna aireada se puede definir como una variante del tratamiento de lodos activados en la que los lodos biológicos se mantienen en equi-

Ilustración 3.1 Líneas de distribución de a) aeradores superficiales y b) difusores en la primera laguna de un sistema parcialmente mezclado



librio con los contaminantes aplicados. Este sistema difiere del de lodo activado convencional en que no es necesaria la recirculación de la biomasa activa y que la concentración de los microorganismos depuradores no es muy alta. Esta falta de organismos es compensada por un volumen considerable del tanque, correspondiente a varios días (3 a 20) de retención del agua por tratar (Ouan, 1981).

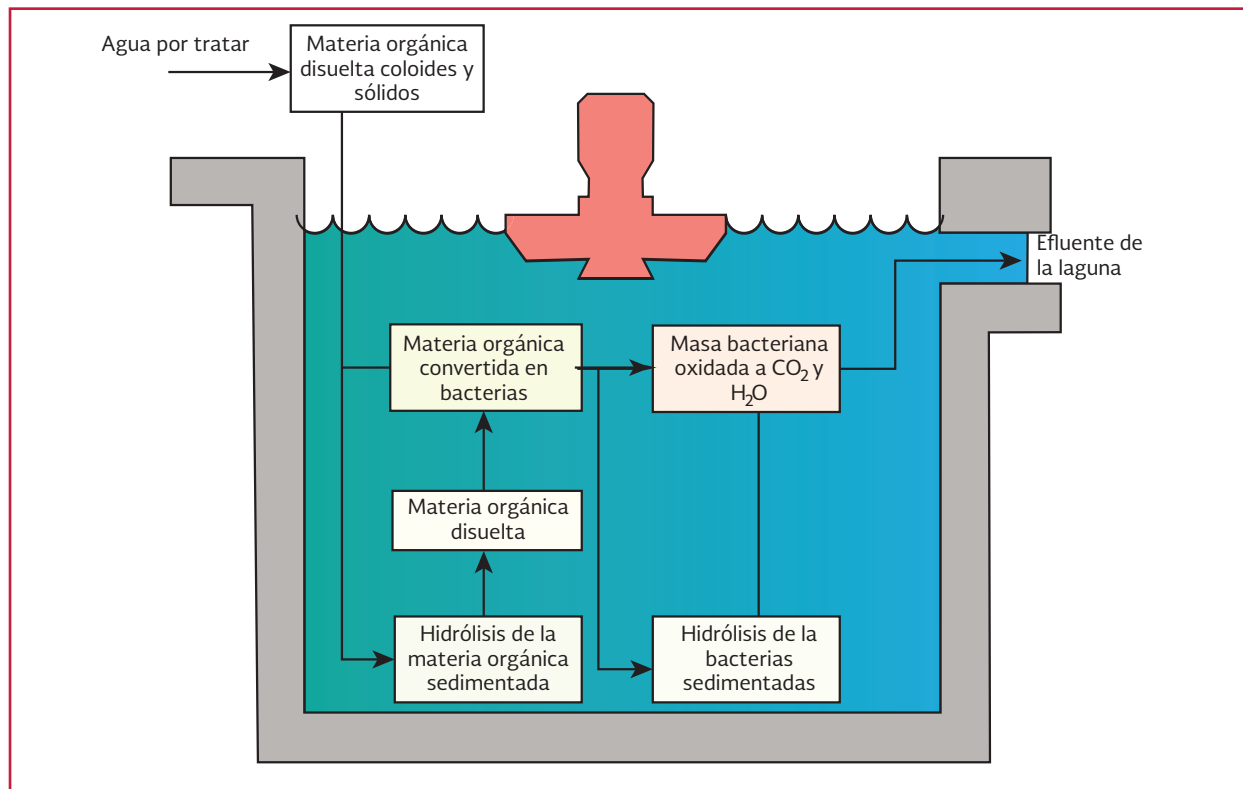
Por lo común, son tanques con profundidad de 2 a 6 m en el cual el oxígeno es proporcionado por difusores o sistemas mecánicos de duración. La Ilustración 3.1a muestra la distribución de los aeradores superficiales y la Ilustración 3.1b, la correspondiente a difusores.

La transferencia de oxígeno en el agua depende de diferentes parámetros: calidad del agua, temperatura y presión atmosférica (altitud). El movimiento generado durante la aireación

debe ser eficiente de manera que asegure la repartición uniforme del oxígeno disuelto en toda la extensión de la laguna.

En los sistemas aireados artificialmente no sólo se aplican las cantidades de oxígeno requeridas sino que se mantiene un contacto estrecho y uniforme con la biomasa, el material contaminante y el oxígeno disuelto en toda la extensión de la laguna alcanzando tasas de oxidación de 1.5 a 2.0 d^{-1} y, en ocasiones, incluso más elevadas. Tal intensificación en el proceso de tratamiento permite incrementar la capacidad de oxidación en la laguna y, como resultado, el tiempo de retención se reduce considerablemente, asegurando más o menos tasas normales para las reacciones bioquímicas durante el periodo del invierno. Más afín, se puede aumentar la profundidad de la laguna (5 a 6 m), lo que ayuda a disminuir los requerimientos de área.

Ilustración 3.2 Esquema de una laguna aireada



Debido al corto tiempo de retención, la comunidad biológica de este tipo de lagunas no es tan diversa como en las lagunas facultativas. Las bacterias son la especie microbiana predominante. Todo esto permite la producción de un efluente con una calidad mejor y más constante durante todo el año.

Los principales factores para la determinación de una laguna aireada son: la remoción de la DBO, la aireación y la producción de lodos. Dado que la tasa de biodegradación es mayor que en las lagunas no aireadas, las cantidades de oxígeno producido por las algas no constituyen un factor de diseño (Thirumurthi, 1991) La Ilustración 3.2 muestra un esquema general de las lagunas aireadas.

Las lagunas de aireación se clasifican en:

- Aireadas con mezcla completa
- Aireadas con mezcla parcial

Las lagunas aireadas completa y parcialmente se diferencian por el nivel energético empleado. En las primeras, la energía debe ser lo suficientemente alta para mantener todos los sólidos en suspensión con el oxígeno disuelto; la energía varía de 2.8 a 3.9 W/metros cúbicos. Los datos experimentales demuestran que 2.8 W/m³ es suficiente para mantener en suspensión los sólidos en efluente de papeleiras, mientras que se requieren 3.9 W/m³ para sólidos de aguas residuales de origen doméstico. En las segundas, los aeradores son usados para proporcionar la tasa de la transferencia del oxígeno necesaria para mantener las condiciones aerobias. De esta manera, la energía requerida inicialmente es reducida de celda en celda debido a la disminución de la materia

orgánica (DBO) que se va a estabilizar. Los requerimientos de oxígeno se calculan usando cuidadosamente las fórmulas desarrolladas para los sistemas de lodos activados; sin embargo, se debe tener en cuenta que estas ecuaciones consideran que toda la DBO que entra a la laguna es oxidada. Posterior al cálculo de la tasa de transferencia de oxígeno es necesario revisar los catálogos de los fabricantes para determinar la zona de dispersión completa de oxígeno por aeradores superficiales, helicoidales o chorros de aire.

3.2.2.1. Diseño de lagunas aireadas con mezcla completa

En las lagunas aireadas con mezcla completa, el oxígeno disuelto y los sólidos son mantenidos en suspensión de manera uniforme a través del estanque por lo que se requiere una relación suministro de potencia/volumen alta. La remoción de DBO, varía de 50 a 60 por ciento con la desventaja de que el efluente transporta una gran cantidad de sólidos. De hecho, funcionan básicamente como un sistema de lodos activados sin recirculación.

Para el diseño se cuenta con modelos basados en cinéticas de primer orden para reactores de flujo completamente mezclado y de flujo pistón.

En estas lagunas, la concentración en equilibrio de los sólidos y la tasa de remoción orgánica para un tiempo de retención constante aumenta conforme incrementa la concentración de materia orgánica en el influente. Para un agua residual, la concentración en equilibrio de sólidos biológicos, X_v , puede ser calculada mediante la siguiente expresión (Eckenfelder Jr., 1989):

$$X_v = \frac{Y S_i}{1 + b\tau} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

donde:

- X_v = Sólidos suspendidos volátiles de equilibrio en la laguna, mg/L
 Y = Coeficiente de producción de biomasa, mg SSV/mg DBO
 b = Coeficiente de decaimiento endógeno, d⁻¹
 τ = Tiempo de residencia, días

Cuando están presentes sólidos suspendidos volátiles no biodegradables, la expresión tiene la siguiente forma:

$$X_v = \frac{Y S_i}{1 + b\tau} + X_i \quad \text{Ecuación 3.7}$$

donde:

- X_i = Sólidos suspendidos volátiles en el influente no degradables en la laguna mg/L

Con respecto a la remoción de la DBO del influente, esta se determina mediante la fórmula tradicional para un reactor completamente mezclado con cinética de primer orden:

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{1}{1 + k\tau} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

donde:

- S_e = DBO en el efluente, mg/L
 S_i = DBO en el afluente mg/L
 k = Coeficiente de decaimiento, d⁻¹
 τ = Tiempo de residencia, días

El coeficiente k depende de la temperatura y el tipo del agua. Este coeficiente es igualmente sensible a la presencia de nutrientes (nitrógeno

y fósforo). Por otro lado, el oxígeno requerido para la bioxidación es función de la proporción de DBO a remover y de la cantidad de microorganismos presentes:

$$O_r = a'Q(S_i - S_e) + b'X_v \quad \text{Ecuación 3.9}$$

donde:

- Q = Caudal, m³/d
 S_i = DBO en el afluente, mg/L
 S_e = DBO en el efluente, mg/L
 X_v = Sólidos suspendidos volátiles de equilibrio en la laguna, mg/L
 O_r = Cantidad de oxígeno requerida, kg/d
 a' = Coeficiente del oxígeno consumido por unidad de DBO removida, kg O₂/kg DBO_{rem}
 b' = Coeficiente de respiración endógena de las bacterias, kg O₂ L/(kg SSV d)

El coeficiente a' es variable dependiendo de la naturaleza de la materia orgánica por remover. En general, se encuentra entre 0.5 y 1.5 kg O₂/kg DBO removido. Para b' se tienen valores relativamente constantes de 0.06 a 0.1 kg O₂ L/kg SSV d. La determinación de estos coeficientes se realiza mediante pruebas respirométricas.

Por otra parte, dado que el suministro de oxígeno no es igual en laboratorio que en campo es necesario calcular el rendimiento N de un equipo de aireación en condiciones diferentes a las de referencia (20 °C y 760 mm Hg), esto es:

$$N = N_0 \left(\frac{\beta C_w - C_L}{C_{0sat}} \right) 1.024^{(T-20)} \alpha$$

$$\text{Ecuación 3.10}$$

donde:

- N_o = Rendimiento del equipo de aireación en condiciones estándar (20 °C y 760 mm Hg)
- C_{osat} = Concentración del oxígeno saturado en el agua residual, mg/L
- C_L = Concentración del oxígeno disuelto en el agua durante la aireación, mg/L
- C_w = Concentración del oxígeno saturado en agua pura a 20°C y 1 atm, mg/L
- α = Coeficiente de transferencia de oxígeno en el agua tratada (0.65 0.95)
- β = Factor de corrección por salinidad y tensión superficial (0.9 1.0)
- T = Temperatura, °C

Un problema en la aplicación de esta ecuación es que está influenciada por los cambios de temperatura (T) en la laguna, la cual es función de la temperatura del agua que entra y de la del aire. Algunas fórmulas han sido desarrolladas para estimar la temperatura de las lagunas aireadas, la Ecuación 3.11, desarrollada por Mancini y Barnhart en 1976 (en Middlebrooks y Crites, 1988), se emplea con fines de diseño. Esta ecuación fue desarrollada para aireación superficial no así para aireación subsuperficial (difusores).

$$T = \frac{AfT_a + QT_i}{Af + Q} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

donde:

- T_a = Temperatura del aire, °C
- T_i = Temperatura del agua residual influente, °C
- Q = Caudal, m³/d

- A = Área de la laguna, m²
- f = Factor de proporcionalidad que involucra los coeficientes de transferencia de calor, el aumento del área superficial por el equipo de aireación y los efectos por el viento y la humedad es igual a 0.5 m/d

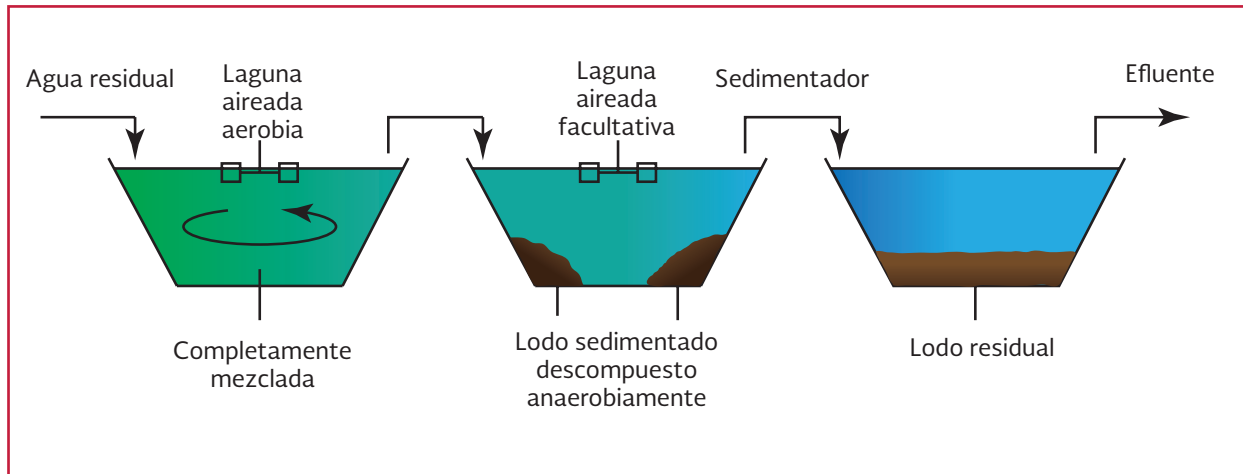
3.2.2.2. Diseño de lagunas aireadas con mezcla parcial

Las lagunas aireadas parcialmente mezcladas también se conocen como lagunas aireadas facultativas. En estas lagunas, la aireación sirve sólo para proveer un adecuado abastecimiento de oxígeno, lo que no garantiza que todos los sólidos estén en suspensión (completamente mezclado). Lo anterior se debe a que al mantenerse el oxígeno, solo en las capas superiores del tanque una parte de los sólidos está en suspensión, los cuales salen con el efluente, mientras la parte restante decanta en el fondo del mismo, (Middlebrooks y Crites, 1988).

La principal ventaja de estas lagunas es que requieren menor área superficial que las lagunas facultativas sin aireación. Generalmente se diseñan como reactores total o parcialmente mezclados, ya que la energía disipada es empleada para mantener el contenido de la laguna en suspensión (Ilustración 3.3). La remoción de DBO varía del 70 al 90 por ciento.

La remoción de la DBO se estima empleando un modelo de j reactores completamente mezclados en serie con reacción de primer orden. Como es lógico, el empleo de un modelo de flujo pistón y cinética de primer orden también predice el funcionamiento de este tipo de lagunas (Oua-

Ilustración 3.3 Tipos de lagunas aireadas (facultativas)



no, 1981). Por lo que se diseñan empleando la siguiente ecuación:

$$\frac{S_j}{S_i} = \frac{1}{\left[1 + \frac{k\tau}{j}\right]} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

donde:

- S_j = Concentración de la DBO en el efluente por celda, mg/L
- j = Número de celdas en la serie
- S_i = Concentración de la DBO en el afluente por celda, mg/L
- k = Coeficiente de decaimiento, d^{-1}
- τ = Tiempo de residencia, d

La Ecuación 3.12 considera la operación de j celdas de igual tamaño dispuestas en serie y una cinética de primer orden. De tal manera que para j número de celdas o reactores de cualquier forma y tamaño se establecen j número de términos.

$$\frac{S_j}{S_i} = \left(\frac{1}{[1 + k_1\tau_1]}\right)\left(\frac{1}{[1 + k_2\tau_2]}\right)\dots\left(\frac{1}{[1 + k_j\tau_j]}\right)$$

Ecuación 3.13

donde:

- S_i = Concentración de la DBO en el afluente por celda, mg/L
- S_j = Concentración de la DBO en el efluente por celda, mg/L
- j = Número de celdas en la serie
- k_1, k_2, \dots, k_j = Tasas de reacción en las celdas 1 a la j
- $\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_j$ = Tiempos de retención hidráulicas para las respectivas celdas

Teóricamente un número de reactores de igual volumen dispuestos en serie es más eficiente que reactores de volúmenes diferentes; sin embargo, la topografía del terreno es una de las razones para proyectar celdas o lagunas de volúmenes desiguales.

La selección de los valores de k es una decisión crítica en el diseño de sistemas lagunares. La Tabla 3.2 indica algunos de los valores recomendados por diversas fuentes.

Al despejar la Ecuación 3.12 en términos de τ , se tiene:

Tabla 3.2 Valores de k recomendados por diversos autores. (OUANO, 1981)

Origen	k , d^{-1}	Temperatura, °C
Ten States Recommended Standards	0.276	20
	0.138	1
Bouller and Atchinson	0.2 - 0.3	20
	0.1 - 0.15	0.5
Reid (para lagunas parcialmente mezcladas en Canadá)	0.28	20
	0.14	0.5

$$\tau = \frac{j}{k} \left[\left(\frac{S_i}{S_j} \right)^{\frac{1}{j}} - 1 \right] \quad \text{Ecuación 3.14}$$

donde:

- S_j = Concentración de la DBO en el efluente por celda, mg/L
- j = Número de celdas en la serie
- S_i = Concentración de la DBO en el afluente por celda, mg/L
- k = Coeficiente de decaimiento, d^{-1}
- τ = Tiempo de residencia, d

Para estimar el área superficial se debe corregir k , por temperatura (sección 3.5).

Para la configuración de las lagunas parcialmente mezcladas se recomienda que las celdas se diseñen con una relación largo/ancho de 3:1 o 4:1 para favorecer un flujo pistón. Las dimensiones de las celdas se pueden calcular por medio de la ecuación:

$$V = [LW + (L - 2sh)(W - 2sh) + 4(L - sh)(W - sh)] \frac{h}{6}$$

Ecuación 3.15

donde:

- L = Longitud de la laguna o celda, m
- W = Ancho de la laguna o celda, m
- s = Factor de proporción, cuya relación largo/ancho es 3:1

- h = Profundidad de la laguna, m
- V = Volumen de la celda, m^3

En general, en una laguna facultativa aireada, el nivel de sólidos biológicos mantenidos en suspensión es función de la energía empleada en ella, y la sedimentación de los mismos en el fondo trae consigo una degradación anaerobia, la cual resulta en la alimentación de material orgánico soluble a las capas superiores de nitrógeno y de fósforo. Lo anterior se relaciona como:

$$\frac{S_e}{FS_i} = \frac{F(S_i)}{F(S_i) + k_{an}(X_v)(\tau)} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

donde:

- F = coeficiente para contabilizar la solubilización del sustrato
- k_{an} = constante de actividad anaerobia
- S_i = Concentración de la DBO en el afluente por celda, mg/L
- X_v = sólidos suspendidos volátiles de equilibrio en la laguna, mg/L
- τ = Tiempo de residencia, d

El grado de actividad anaerobia depende fuertemente de la temperatura y del coeficiente F que varía de 1.0 a 1.4 en condiciones de invierno a verano.

Los sólidos suspendidos volátiles en las lagunas aireadas parcialmente (X_v) se mantienen a un nivel más bajo que en las lagunas aireadas completamente y las sustancias orgánicas solubles son integradas al líquido como productos de degradación anaerobia.

Por ello, no es posible calcular los requerimientos de oxígeno empleando las ecuaciones para lodos activados, pero es posible estimarlos de manera empírica a través de la remoción orgánica con:

$$R_r = F'(S_r) \quad \text{Ecuación 3.17}$$

donde:

R_r = Remoción orgánica, mg/L

F' = Coeficiente de sobreutilización del oxígeno

S_r = Concentración de DBO removida, mg/L

Los resultados obtenidos para diferentes residuos industriales indican que el coeficiente F' es función del grado de actividad biológica, que a su vez, depende de la temperatura. En general, dependiendo de la localización geográfica de la planta, F' varía de 0.8 a 1.1 durante el invierno cuando la actividad anaerobia en el tanque es mínima y de 1.1 a 1.5 en verano cuando la actividad anaerobia en el fondo del tanque es máxima (Eckenfelder Jr., 1989). Los requerimientos de nutrientes son calculados de manera similar que para sistemas de lodos activados. Pero, además, se debe considerar la retroalimentación a partir de la descomposición anaerobia de lodo sedimentado, lo que abastece de la cantidad de nutrientes requeridos por el proceso y evita la adición extra de nitrógeno y fósforo. La Tabla 3.3 muestra una síntesis de los modelos estudiados.

3.2.3. LAGUNAS DE PULIMENTO

Una vez que la DBO ha sido degradada a niveles aceptables para su descarga a corrientes de agua, la concentración de los coliformes fecales por lo común es muy alta (10^6 o 10^7). En este caso se recurre al uso de lagunas de maduración que además pueden servir de criadero de peces.

Un problema en el diseño de estas lagunas es que no han sido extensamente estudiados los factores que afectan la muerte bacterial. Hoy día, la mayoría de las lagunas de maduración se

diseñan con base en métodos empíricos y semi-empíricos a partir de fórmulas desarrolladas para las lagunas facultativas. Sin embargo, algunos de los estudios reportados en la literatura como el de Oswald, Thirumurthi y Marais han revelado que la muerte bacterial depende principalmente de parámetros ambientales y climatológicos. Los parámetros que han sido postulados como aquellos que interfieren son: pH alto (Parhad y Rao), la producción de compuestos extracelulares tóxicos por las algas (Davis y Gloyna), el agotamiento de los nutrientes (McGarry *et al.*) y la exposición al sol o a la luz ultravioleta (Kapuscinski *et al.*; Moller *et al.*). Polprasert *et al.*, 1983 (en Quin *et al.*, 1991) además de la temperatura, incluyeron los efectos de la concentración de algas, la carga orgánica, la intensidad y duración de la luz, el tiempo de retención hidráulica, la rapidez de degradación del sustrato y el coeficiente de dispersión para la muerte bacterial. Mancini y Ridgewood, por su parte, indicaron que la muerte bacterial también depende del coeficiente de extinción de la luz y la profundidad del agua para conseguir un mezclado perfecto. Asimismo, Parhad y Rao determinaron que la generación de efectos antagónicos y antibióticos afectan la tasa de decaimiento bacterial (Quin *et al.*, 1991). En general, una laguna de maduración tiene una profundidad de 0.9 a 1.5 metros. El tiempo de retención depende de la remoción de patógenos usando a los coliformes fecales como indicadores, aunque hay modelos que incluyen la remoción de huevos de helmintos.

Los métodos de diseño se dividen en empíricos, semi-empíricos y cinéticos. Los últimos fueron desarrollados por la OPS y Marais. Sin embargo se ha establecido que los métodos empíricos son más confiables (Quin *et al.*, 1991 y Ayres *et al.*, 1993).

Tabla 3.3 Método de diseño para lagunas aireadas

Método de diseño	Variables	Ecuación	Valores recomendados
Aireadas con mezcla completa	Concentración de sólidos suspendidos volátiles	SSV: $\tau = \frac{1}{b} \left[\frac{Y(S_i)}{X_v} - 1 \right]$	b: 0.1 a 0.2 d ⁻¹ para 20 °C
		SSV no biodegradables: $\tau = \frac{1}{b} \left[\frac{Y(S_i)}{X_v - X_i} - 1 \right]$	
	Tasa de remoción orgánica.	$\frac{S_e}{S_i} = \frac{1}{1 + k\tau}$	
	Requerimientos de O ₂	$O_r = a'Q(S_i - S_e) + b'X$	a': 0.5 y 1.5 kg O ₂ /kg DBO _{rem} b': 0.06 a 0.1 kg O ₂ L/kg SSV d

Aireadas con mezcla parcial	Cinética de 1 ^{er} orden, k, para flujo pistón o real en serie j: en serie	$\frac{S_j}{S_i} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{k\tau}{j} \right) \right]^j}$	Ten States Recommended Standards k = 0.138 - 0.276 para T entre 1 y 20 °C Bouliuer Atchinson k=0.2 - 0.3 para T = 20 °C k=0.1 - 0.15 para T=0.5 °C Reid (para lagunas parcialmente mezcladas en Canadá): k = 0.14 - 0.28 para T entre 0.5 y 20 °C Relación largo/ancho = 3 :1 o 4 :1 en cada Celda Yáñez : k = 2.5 d ⁻¹ para 20°C
		en serie	
		$\frac{S_j}{S_i} = \left(\frac{1}{1 + k_1\tau_1} \right) \left(\frac{1}{1 + k_2\tau_2} \right) \dots \left(\frac{1}{1 + k_j\tau_j} \right)$	

3.2.3.1. Métodos empíricos y semi-empíricos

Método de Quin, Bliss, Barnes y FitzGerald (Quin *et al.*, 1991). Estos autores mediante la identificación de los principales parámetros que afectan la muerte bacterial y sus relaciones entre ellos establecieron un modelo experimental que define tres grupos de factores que tienen efectos significativos sobre el coeficiente de primer orden para el decaimiento bacterial. Estos grupos son:

Grupo A ambiental, incluye la temperatura, pH y carga orgánica de manera que:

$$k_{obs} = k_T + k_{pH} + k_{DBO} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

donde:

k_{obs} = Tasa de decaimiento en la obscuridad, d⁻¹

k_T = Tasa de decaimiento en función de la temperatura, d⁻¹

$$k_T = 0.0279 + 0.00890T$$

Ecuación 3.19

donde:

T = Temperatura, °C

$$k_{pH} = 0.02207(pH)^2 - 3.5797(pH) + 14.489$$

Ecuación 3.20

$$k_{DBO} = 0.46 - 0.184 \log(S_i)$$

Ecuación 3.21

donde:

k_{pH} = Tasa de decaimiento en función del pH

k_{DBO} = Tasa de decaimiento en función de S_i

Grupo B iluminación, que incluye la intensidad de la luz (I) y el coeficiente de extinción. Estos a través de una ecuación de regresión, están relacionados con la profundidad, la concentración de algas y la turbiedad, los cuales afectan la tasa de decaimiento.

$$k\ell = k_h + k_{CA}C_A + k_{turb}Turb \quad \text{Ecuación 3.22}$$

donde:

$k\ell$ = Coeficiente de la extinción de la luz, d^{-1}

$Turb$ = Turbiedad (adimensional)

C_A = Concentración de algas, (mg/L)

h = Profundidad (m)

k_{turb} , k_h , k_{CA} = Coeficientes de las tasas de decaimiento en función de la turbiedad, h , C_A y los efectos de la extinción de la luz se calculan mediante la Ecuación 3.23.

$$I = I_0(1 - B) \frac{(1 - e^{-k\ell h})}{k\ell} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

donde:

I = Intensidad de la luz, lux

I_0 = Intensidad de la luz en el agua superficial de la laguna, lux

B = Coeficiente del efecto de la capa superficial (0.0 a 0.3)

Grupo C, factores que definen las dimensiones físicas de las lagunas (profundidad, ancho y largo) y la configuración hidráulica del sistema, incluyendo tiempo de retención y número de dispersión, D . La ecuación que se aplica fue desarrollada por Polprasert et al, 1983 (en Quin et al., 1991).

$$D = \frac{E[D_t(v_t)(W+2h)]^q W^{(2-q)}}{(Lh)^{(1+q)}}$$

Ecuación 3.24

donde:

v_t = Viscosidad cinemática, m^2/s

q = Exponente igual a 0.489

E = Constante que depende de la configuración de la laguna (1.264 a 4.044)

L = Largo de la laguna, m

W = Ancho de la laguna, m

D_t = 0.09 a 0.26, adimensional

La ecuación general es:

$$k_{CF} = k_{obs} + k\ell \quad \text{Ecuación 3.25}$$

donde:

k_{CF} = Coeficiente de decaimiento bacterial, d^{-1}

De esta manera, el modelo consiste en combinar los factores de los tres grupos con un modelo de dispersión. Para su calibración se empleó un efluente secundario, operando entre 15 °C y 35 °C y pH de 8.6 a 10. Los resultados obtenidos a nivel piloto muestran una excelente eliminación de bacterias patógenas, sin embargo, la aplicación práctica de este modelo es limitada.

Se ha demostrado que la remoción de huevos de helmintos en las lagunas de estabilización

es altamente eficiente si hay suficiente sedimentación; de hecho la mayor parte de los huevos de helmintos se remueve por decantación en las lagunas anaerobias o en la facultativa primaria.

Dependiendo del número de huevos de helmintos presentes en el agua residual cruda y de los tiempos de retención de las lagunas anaerobias y facultativas, puede ser necesario incorporar una laguna de maduración para asegurar que el efluente final contenga el estándar deseado. Los análisis de los datos de remoción de huevos en Brasil, India y Kenya han llevado a las siguientes relaciones, las cuales son igualmente válidas para lagunas anaerobias, facultativas y de maduración.

$$R_{HH} = 100[1 - 0.4^{0.38\tau}] \quad \text{Ecuación 3.26}$$

donde:

- R_{HH} = Remoción de huevos de helmintos, %
 τ = Tiempo de retención, d

La ecuación que corresponde a un límite de confianza del 95 por ciento está dada por una modificación realizada por Yáñez a la Ecuación 3.26.

$$R_{HH} = 100[1 - 0.41^{0.38\tau + 0.0085\tau^2}] \quad \text{Ecuación 3.27}$$

La Ecuación 3.27 se aplica secuencialmente a cada laguna en serie, de tal manera que el número de huevos de helmintos, en el efluente final, pueda ser calculado. Esta ecuación, por ser empírica, el principal factor de remoción está relacionado con la sedimentación por lo que para influentes con un alto contenido de sales no se recomienda su empleo.

3.2.3.2. Métodos cinéticos

Marais propuso un modelo basado en la cinética de primer orden considerando un reactor completamente mezclado.

$$CF_e = \frac{CF_i}{1 + k_{CF} \tau} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

donde:

- CF_e = Número de coliformes fecales en el efluente/100 mL
 CF_i = Número de coliformes fecales en el afluente/100 mL
 k_{CF} = Tasa de primer orden para la remoción de coliformes fecales de 2.6 d-1 a 20 °C
 τ = Tiempo de retención, d

Para lagunas en serie se establecen j términos en función del número de lagunas.

$$CF_e = \frac{CF_i}{(1 + k_{CF} \tau_1)(1 + k_{CF} \tau_2) \dots (1 + k_{CF} \tau_j)} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

Según Mara (1976), el gasto máximo del efluente de cada laguna en serie debe ser menor de 500 m³/d y de preferencia mayor a 250 m³/d. La clave para un diseño eficiente es el valor de K_{CF} , Yáñez, 1984 considera que el valor de K_{CF} de Marais es demasiado alto y sugiere la Ecuación 3.30.

$$k_{CF} = 0.84(1.07)^{T-20} \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Los datos colectados en África (Alabaster et al., 1989), Francia y Portugal (Mills, 1987 en Rolim, 1990) y en Brasil (Pearson et al., 1904 en Rolim, 1990) son menos conservadores que el de Marais pero se ha encontrado que el uso de

este valor tiene efectos positivos ya que reduce los requerimientos de área. La Ecuación 3.30 también se puede emplear directamente en la ecuación propuesta por Thirumurthi, 1969. La Ecuación 3.31 emplea el factor de dispersión (d) con base en la relación largo/ancho de la laguna (X).

$$\frac{CF_e}{CF_i} = \frac{4 a e^{\frac{(1-a)}{2d}}}{(1+a)^2} \quad \text{Ecuación 3.31}$$

donde:

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392 X + 1.01360 X^2}$$

Ecuación 3.32

$$a = \sqrt{1 + 4 k_{CF} \tau d} \quad \text{Ecuación 3.33}$$

donde:

- k_{CF} = Tasa de primer orden para la remoción de coliformes fecales, d^{-1}
- τ = Tiempo de residencia, d
- d = Coeficiente de dispersión, adimensional

La OPS utiliza un modelo matemático calibrado a través de pruebas en flujo discontinuo (batch) realizadas en campo para la predicción de la calidad del efluente en las lagunas de estabilización. El modelo se basa en la Ley de Chick para la remoción de las bacterias.

$$CF_e = CF_i e^{(k_{CF} \tau)} \quad \text{Ecuación 3.34}$$

Dado a que en las lagunas reales no se tienen condiciones de flujo discontinuo sino continuo, la ley de Chick se ve modificada por el efecto de dispersión. Para el modelo de la OPS, el fac-

tor de dispersión se calcula con las consideraciones de:

- Geometría de la laguna (L, W, h)
- Diseño y ubicación de las estructuras de entrada y salida (H)
- Velocidad de flujo, filtración y evaporación (E)
- Temperatura del agua y la intensidad luminosa (I)
- Caracterización del agua residual que ingresa a la laguna
- Constantes de decaimiento, k y k_{CF}
- Operación y mantenimiento

de tal forma que la concentración de DBO en el efluente tiene una relación funcional como se muestra en la Ecuación 3.35:

$$S_e = f(L, W, h, H, E, T, I, k, k_{CF}, O, W) S_i$$

Ecuación 3.35

El modelo además considera algunas correcciones especiales para tomar en cuenta el efecto de la mortalidad de las algas a través de tres factores:

- a) Factor de corrección hidráulica (FCH).
En la mayoría de las lagunas de estabilización el comportamiento hidráulico es regido por las leyes del flujo laminar. Bajo este régimen de flujo las capas superiores del agua de la laguna hacia las cuales son atraídas las algas durante el día se mueven a una velocidad igual a $3/2$ de la velocidad promedio. Por consiguiente, el tiempo de retención de la biomasa que está en esta zona de la laguna tiende a ser $(2/3) \cdot (V/Q)$
Debido al efecto de la posición relativa de las estructuras de entrada y salida,

y al desafío de las mismas, el factor de corrección hidráulica (*FCH*) tiene en la práctica un valor entre 0.3 y 0.8. Tomando en cuenta este factor, el tiempo de retención modificado será:

$$\tau_c = FCH \tau \quad \text{Ecuación 3.36}$$

donde:

τ = Tiempo de retención hidráulica corregido, d

FCH = Factor de corrección hidráulica, adimensional

b) Factor de características de sedimentación (*FCS*). El valor de este factor varía de 0.5 a 0.8 en lagunas primarias; y está cerca de 1.0 para lagunas secundarias y de pu-

limento. El valor del *FCS* por lo general es menor para las bacterias que para la DBO

c) Factor de DBO intrínseca de las algas (*FIA*). Las algas que mueren en las lagunas producen una DBO que debe ser tomada en cuenta. El valor de *FIA* varía entre 0 y 1.2 correspondiendo los valores bajos a lagunas primarias y los altos a las de maduración

Lo anterior muestra que la información requerida para emplear este modelo es excesiva y ello refleja la complejidad de su uso.

Finalmente, la Tabla 3.4 muestra el resumen de los modelos cinéticos para el diseño de las lagunas de pulimento.

Tabla 3.4 Métodos cinéticos de diseño para lagunas de pulimento

Método de diseño	Variables	Ecuación	Valores recomendados
Métodos empíricos y semiempíricos			
	k_{obs}, kl, D	$k_{CF} = k_{obs} + k\ell$	No Disponible
		$k_d = k_T + k_{pH} + k_{DBO}$	
	Ambiental : T, pH, Si	$k_T = 0.0279 + 0.00898T$	No Disponible
		$k_{pH} = 0.02207(pH)^2 - 3.5797(pH) + 14.4$	
Quin et al., 1991		$k_{DBO} = 0.46 - 0.184 \log(S_i)$	
		$k\ell = k_h h + k_{CA} C_A + k_{turb} Turb$	
	Iluminación: I, kl	$I = I_0 (1 - B) \frac{(1 - e^{-k\ell h})}{k\ell h}$	No Disponible
	Dimensiones físicas y configuración hidráulica	$D = \frac{E[D_t v_t (W + 2h)]^q W^{(2-q)}}{L h^{(1+q)}}$	No Disponible
Thirumurthi, 1969	d, a, X	$\frac{CF_e}{CF_i} = \frac{4 a e^{\frac{(1-a)}{2d}}}{(1+a)^2}$	$k_{CF} = 0.84(1.07)^{T-2}$
		$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.01360X^2}$	
		$a = \sqrt{1 + 4 k_{CF} \tau d}$	

Tabla 3.4 Métodos cinéticos de diseño para lagunas de pulimento (continuación)

Método de diseño	Variables	Ecuación	Valores recomendados
Ayres et al., 1993 Yáñez	t y sedimentabilidad	$R_{HH} = 100[1 - 0.4^{0.38\tau}]$	
		Límite de confianza del 95%	
		$R_{HH} = 100[1 - 0.41^{0.38\tau + 0.0085\tau^2}]$	

Métodos cinéticos

Marais, 1974	Reactor de flujo		$k_{CF} = 2.6 d^{-1}$ para 20° C
	Completamente mezclado con cinética de 1er orden	$\tau = \frac{1}{k_{CF}} \left[\frac{CF_i}{CF_e} - 1 \right]$	Yáñez: $k_{CF} = 0.84(1.07)^{T-20}$

j: reactores en serie

$$k_{CF} = 2.6 d^{-1} \text{ para } 20^\circ C$$

Marais, 1974

$$CF_e = \frac{CF_i}{(1 + k_{CF} \tau_1)(1 + k_{CF} \tau_2) \dots (1 + k_{CF} \tau_j)}$$

$$k_{CF} = 0.84(1.07)^{T-20}$$

$$250 \text{ m}^3/\text{d} < Q_{\text{max}} < 500$$

OPS, 1995	Ley de Chick modificada por el fenómeno de dispersión	$S_e = f(L, W, h, H, E, T, I, k, k_{CF}, O, W)S_i$ $\tau = \frac{\log \frac{CF_e}{CF_i}}{k_{CF}}$	FCH= 0.5 - 0.8 FCS = 0.3 - 0.8 lagunas primarias y 1.0 para lagunas secundarias y de pulimento FIA= 0 - 1.2
-----------	---	--	---

3.3. LAGUNAS ANAEROBIAS

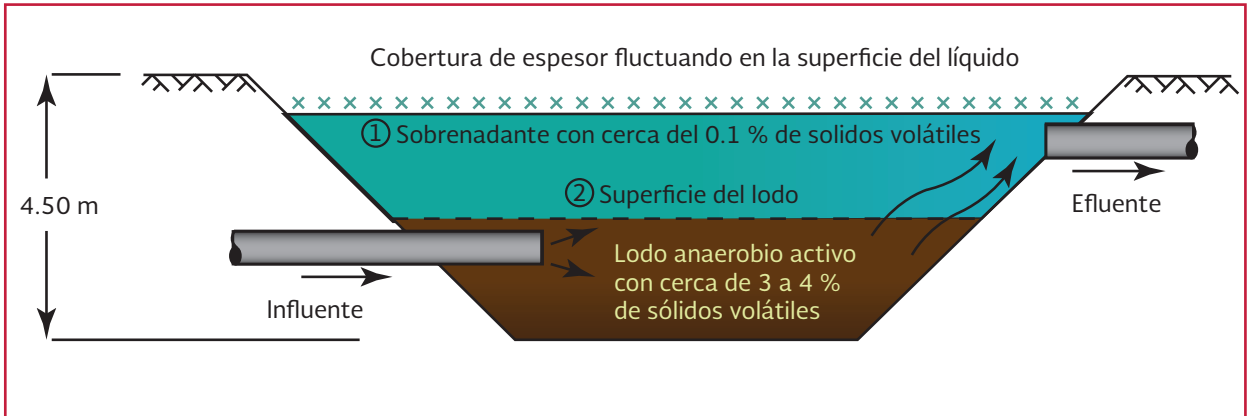
Las lagunas anaerobias son poco empleadas debido a los problemas relacionados con el olor. A finales de 1940, Parker demostró que si no se excede una determinada carga orgánica los gases malolientes no son de consideración. Por ejemplo, para las condiciones de Sudáfrica se estima 400 gDBO/(m³ d) como carga volumétrica límite antes de que se libere al ácido sulfhídrico (Marais, 1970 en Ouano, 1981).

La digestión anaerobia es más lenta que la reacción aerobia. En las lagunas anaerobias una gran parte de las partículas coloidales están bajo coalescencia formando natas y lodos que aceleran la

remoción de la DBO suspendida por adsorción (Ouano, 1981). La digestión anaerobia es muy sensible, a los cambios de pH y no tiene lugar fuera del intervalo de 6.0 a 8.0, de tal manera que se requiere suficiente alcalinidad.

Las lagunas anaerobias en general reciben altas cargas orgánicas y no cuentan con zonas aerobias. Generalmente, son de 2.5 a 5 m de profundidad. Las dimensiones se seleccionan dando una relación mínima del área superficial /volumen de manera que tenga una retención calorífica máxima (Eckenfelder Jr., 1989). La remoción de la DBO en el sistema es debida a la sedimentación y adsorción de los sólidos (Ilustración 3.4).

Ilustración 3.4 Esquema de una laguna anaerobia



El efluente de una laguna anaerobia es de color amarillo a café oscuro con sólidos suspendidos blancos. Posterior a la laguna anaerobia se requiere una laguna facultativa para pulir el efluente y mantener el nivel de DBO en los estándares por reoxigenación. A menudo, se recircula el efluente de una laguna facultativa a la superficie de la anaerobia para minimizar los problemas de olor al formar una capa aerobia.

Para agua residual municipal, Marais reporta tasas de acumulación de lodos de 0.03 a 0.04 m³/hab-año. Para residuos industriales estima que del 20 al 30 por ciento de la DBO en el influente es transformada en lodo. Así las lagunas anaerobias remueven el 70 por ciento de la DBO influente; 50 a 40 por ciento de la DBO removida es convertida a CO₂ y gas metano. Del 40 a 60 por ciento de la DBO remanente es convertida a lodos. El contenido de sólidos sedimentables varía de 6 a 10 por ciento debido a la compactación. El desazolve es más frecuente en este tipo de lagunas que en las facultativas, por ello se diseña una zona profunda de 2 a 4 veces el valor lateral del tanque. La digestión de los lodos está limitada al 60 por ciento del contenido orgánico total debido al agotamiento

del oxígeno contenido en las sustancias del lodo (Ouano, 1981).

El desazolve se realiza cuando la laguna está llena con lodos a la mitad de su capacidad. El tiempo de desazolve puede estimarse mediante la siguiente ecuación.

$$\theta_L = \frac{0.5V}{T_{ac}P} \quad \text{Ecuación 3.37}$$

donde:

- θ_L = Periodo de desazolve, años
- T_{ac} = Tasadeacumulación de lodos, m³/(hab año)
- P = Población, hab

A través de la práctica, se ha podido observar que es mejor secar la laguna que intentar remover el lodo. Las tuberías de dragado se pueden emplear para el desazolve, pero esta operación es sucia e ineficiente. En ocasiones se llegan a usar cucharas de dragado en forma manual pero también con malos resultados. El lodo extraído conviene depositarlo en otra laguna anaerobia debido a que, en un kilogramo de sólidos están contenidos en 99.5 kg de agua (Ouano, 1981).

3.3.1. MÉTODOS DE DISEÑO

Los modelos que se tienen para el diseño son del tipo empíricos y cinéticos.

3.3.1.1. Métodos empíricos

Existen varias correlaciones para el diseño de las lagunas anaerobias desarrolladas a partir de datos colectados de plantas en operación. Las tres primeras fueron desarrolladas por Kawai (Yáñez, 1993) con datos de lagunas en Brasil:

$$S_e = -14.4555 + 0.6876 S_i$$

Ecuación 3.38

$$S_e = -86.0971 + 0.6543 S_i + 3.3985 T$$

Ecuación 3.39

$$S_e = -265.0576 + 0.7491 S_i + 23.5258 T$$

Ecuación 3.40

Estas ecuaciones están establecidas con altos coeficientes de correlación (0.98) pero corresponden a valores reportados en plantas cuyas eficiencias de operación oscilan entre 60 por ciento y 70 por ciento de remoción de la DBO.

La Ecuación 3.39 y la Ecuación 3.40 corresponden a los datos de operación de las lagunas de Al Samra (Yáñez, 1993) para lagunas anaerobias primarias (agua residual cruda) y secundarias (agua residual ya tratada), respectivamente.

$$S_e = -1326 + 7.4 T + 3961 C_v - 98\tau$$

Ecuación 3.41

$$S_e = -138 + 0.35 T + 3494 C_v + 32\tau$$

Ecuación 3.42

La Tabla 3.5 muestra los intervalos de las variables de proceso empleados en las lagunas de Al Samra.

La carga volumétrica puede ser calculada por la ecuación:

$$C_v = \frac{S_i Q}{A h} = \frac{S_i}{\tau} \quad \text{Ecuación 3.43}$$

donde:

C_v = Carga volumétrica, kg / (m³ d)

S_i = DBO afluente, mg/L

Q = Caudal, m³/h

τ = Tiempo de retención, d

A = Área, m²

h = Profundidad, m

Tabla 3.5 Variables de las lagunas anaerobias primarias mde Al Samra (Yáñez, 1993)

Variables del Proceso	Unidad	Ecuación 3.40		Ecuación 3.41	
		Intervalo	Promedio	Intervalo	Promedio
DBO influente (S_i)	mg/L	629 - 826	726	213 - 440	321
DBO efluente (S_e)	mg/L	213 - 440	321	198 - 323	258
Remoción de la DBO	%	32-71	56	8 - 41	19
Temperatura del agua (T)	°C	14.4-27	20	13.8 - 27.5	20
Carga volumétrica de DBO (C_v)	kg / (m ³ d)	0.091 - 0.153	0.117	0.029 - 0.078	0.05
Tiempo de retención (t)	d	4-7	5.7	4.7-8.0	6.7

La Ecuación 3.44 permite obtener el volumen de operación (V_E).

$$V_E = \frac{C_s Q}{C_v} \quad \text{Ecuación 3.44}$$

donde:

- V_e = Volumen de operación, m³
- S_i = DBO afluente, mg/L
- Q = Caudal, m³/h
- C_v = Carga volumétrica de DBO, kg/(m³ d)

El área de la laguna se puede determinar por medio de la profundidad de la misma, la cual se encuentra entre 2 y 5 metros. Pero el considerar este parámetro puede traer serias limitaciones por lo que se emplea el área a una profundidad media (A_{an}) dada por:

$$A_{an} = \frac{V_E}{h} \quad \text{Ecuación 3.45}$$

donde:

- A_{an} = Área a la profundidad media de la laguna anaerobia, m²

Actualmente, debido a su pequeña área, las lagunas anaerobias se dimensionan por carga orgánica superficial. Las ecuaciones son similares a las de las lagunas facultativas e involucran cargas orgánicas superficiales del orden de 280 a 4 500 kg/(ha d).

La experiencia latinoamericana sugiere un tiempo de retención mínimo (tomando en cuenta la zona de almacenamiento de lodos) de 1 día.

El valor permisible de diseño de C_v se incrementa con la temperatura, pero existen pocos datos que permiten el desarrollo de una adecuada ecuación de diseño. No obstante, las recomendaciones generales de Mara y Pearson (1998), las cuales se

muestran en la Tabla 3.6 pueden ser utilizadas para propósitos de diseño en México.

Tabla 3.6 Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles en función de la temperatura

Temperatura,	Carga volumétrica	Remoción de DBO
°C	g/m ³ d	%
< 10	100	40
10-20	20T - 100	2T + 20
> 20	300	60*

T temperatura del aire del mes más frío

3.3.1.2. Métodos cinéticos

Método Sudafricano: Este método relaciona la carga orgánica que entra a la laguna con el tiempo de retención hidráulica mediante la siguiente ecuación:

$$S_e = \frac{S_i}{\left[k \left(\frac{S_e}{S_i} \right)^m \tau \right] + 1}$$

Ecuación 3.46

donde:

- m = Exponente obtenido experimentalmente (4.8)

La Tabla 3.7 muestra los datos presentados por Gloyne en Zambia, África; datos basados en un sistema mixto (fosas sépticas, lagunas anaerobias), para $m = 4.8$ y $k = 6: d^{-1}$ a 22 grados centígrados.

Tabla 3.7 Remoción teórica de la DBO en lagunas anaerobias (Rolim, 1990)

Tiempo de retención D	DBO remanente %	DBO removida %
0.12	80	20
0.40	70	30
0.71	65	35
1.30	60	40
2.40	55	45
4.70	50	50
9.40	45	55

3.3.1.3. Valores recomendados

Dada la dificultad para establecer una tasa de remoción de DBO en las lagunas anaerobias, Mara en 1976 recomendó los valores de remoción para diferentes tiempos de retención a temperaturas mayores de 20 °C y con la eliminación de olores desagradables (Tabla 3.8).

Tabla 3.8 Remoción del tratamiento del agua residual en lagunas anaerobias

Tiempo de retención (d)	η de remoción (%)
1	50
2.5	60
5.0	70

Por su parte Arceivala (1981) indicó que para la India, las lagunas anaerobias que se encuentran entre 20 a 25 °C, tendrán un tiempo de retención de 2.5 a 3 días; con una reducción de la DBO del orden de 40 por ciento al 60 por ciento.

Para el noreste de Brasil, Silva (1982) verificó en campo que las lagunas anaerobias con periodos de retención entre 0.8 a 5 días a temperaturas de 25 a 27 °C, tienen una remoción de DBO de 70 por ciento a 80 por ciento. Rolim (1990) considera un tiempo de retención de 1 a 2 días para agua residual de origen doméstico con una reducción esperada de la DBO del 60 por ciento al 70 por ciento.

Una recomendación tradicional es utilizar una carga orgánica volumétrica de 100 a 400 g/(m³ d) para el caso de lagunas anaerobias que tratan agua residual doméstica. Según Silva (1982), para residuos domésticos, la carga orgánica volumétrica se aproxima a 300 g/m³ d, para el noreste de Brasil. Asimismo, este autor cita que Marais (Rolim, 1990) recomienda 250 g/m³ d para Sudáfrica. Cargas mayores como las de origen industrial, no deben contener una concentración de sulfatos mayor de 100 mg/L. Para aplicar satisfactoriamente alguno de los métodos señalados para el diseño de este tipo de

Tabla 3.9 Métodos de diseño para lagunas anaerobias

Método de diseño	Variables	Ecuación	Valores recomendados
Métodos empíricos			
		$S_e = -14.4555 + 0.6876 S_i$	
Kawai	S_e, S_p, t, T	$S_e = -86.0971 + 0.6543 S_i + 3.3985 T$ $S_e = -265.0576 + 0.7491 S_i + 23.5258 T$	
Yáñez	T, C_v, T	Lagunas primarias $S_e = -1326 + 7.4 T + 3961 C_v - 98\tau$ Lagunas secundarias $S_e = -138 + 0.35 T + 3494 C_v + 32\tau$	No disponible pero puede emplearse la ecuación de la carga volumétrica.

Tabla 3.9 Métodos de diseño para lagunas anaerobias (continuación)

Método de diseño	Variabes	Ecuación	Valores recomendados
Carga volumétrica	S_p, T	$C_v = \frac{S_i Q}{A h} = \frac{S_i}{\tau}$	$C_v = 100 - 400 \text{ g/m}^3$ para agua residual doméstica Norte de Brasil : $C_v = 300 \text{ g/m}^3$ Sudáfrica : $C_v = 250 \text{ g/m}^3$ Mara y Pearson (ver Tabla 3.6)

Métodos semiempíricos

Método Sud Africano	S_e, S_p, τ	$S_e = \frac{S_i}{\left[k \left(\frac{S_e}{S_i} \right)^m \tau \right] + 1}$ $\tau = \frac{1}{k \left(\frac{S_e}{S_i} \right)^m} \left[\frac{S_i}{S_e} - 1 \right]$	Arceivala, 1981 : $k = 2.5 \text{ a } 3.0 \text{ d}^{-1}$ a $20 - 25^\circ\text{C}$ Silva, 1982 : $k = 5 \text{ d}^{-1}$ a $25 - 27^\circ\text{C}$ con eficiencias de del $70 - 80\% \text{ DBO}_{\text{removida}}$ Rolim, 1990: $k = 1 - 2 \text{ d}^{-1}$ con eficiencias de $60 - 70\% \text{ DBO}_{\text{removida}}$ USA: $C_o = 280 - 4\,500 \text{ kg/(ha d)}$ Latinoamérica: $t = Id$
---------------------	------------------	---	---

lagunas se estima que en México se tiene una temperatura promedio de 10 a 22 °C durante el invierno-otoño y > 26 °C en primavera-verano para el norte del país, 14 a 26 °C en la zona centro y para el sur la temperatura es > 26 °C durante todo el año.

La Tabla 3.9 muestra el resumen de los métodos observados para el diseño de las lagunas anaerobias.

3.4. LAGUNAS FACULTATIVAS

Las lagunas facultativas son las más utilizadas en el tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales. También se les denomina lagunas de oxidación de agua residual doméstica o laguna

fotosintética. El tiempo de retención hidráulica (τ) varía de 5 a 30 días y la profundidad de 1.5 a 2 m, dependiendo de su localización geográfica, clima y del volumen requerido para almacenar el lodo sedimentado. Se recomienda mantener un bordo libre de 0.5 a 0.8 m para minimizar los efectos del viento y el oleaje así como absorber temporalmente sobrecargas hidráulicas (Ilustración 3.5).

El parámetro de diseño y de operación más importante de las lagunas facultativas es la producción de oxígeno donde la principal fuente es la fotosíntesis de las algas y la segunda el aire atmosférico transferido por la acción del viento.

El oxígeno es usado por las bacterias aerobias para la estabilización de la materia orgánica en la capa superior. Entre la capa aerobia y anaerobia, la con-

Ilustración 3.5 Laguna facultativa típica (sin escala)

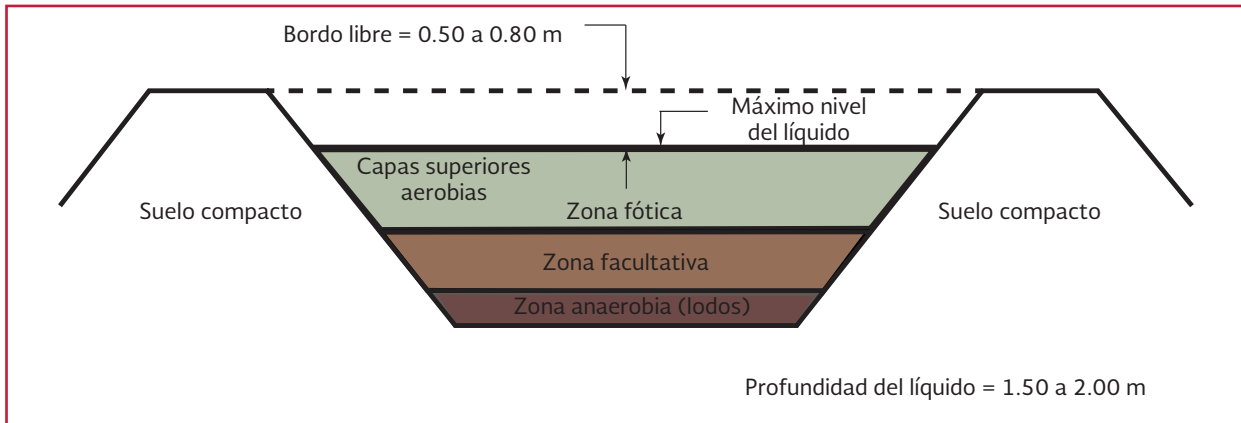
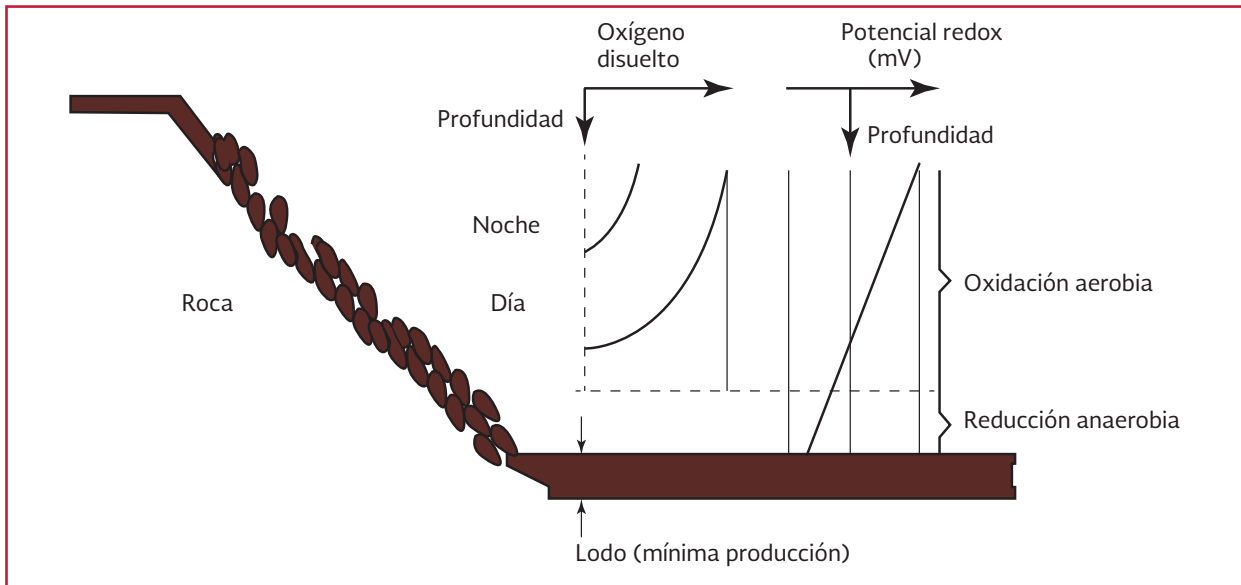


Ilustración 3.6 Fluctuación de OD en una laguna facultativa



centración del oxígeno disuelto (OD) varía de la sobresaturación al mediodía a un nivel prácticamente no detectable durante las primeras horas de la madrugada. La Ilustración 3.6 muestra la fluctuación del OD en una laguna facultativa.

Las lagunas facultativas pueden sobrecargarse orgánicamente, en este caso, opera como laguna anaerobia. El fenómeno de sobrecarga en una laguna facultativa se refleja en la inhibición del desarrollo de las microalgas por la presencia del sulfuro de hidrógeno, ácidos volátiles o un am-

biente fuertemente reductor. La ausencia de luz debida al contenido de materia suspendida en el cuerpo de agua y la absorción de la radiación solar por las natas formadas (generalmente de color negro) fomentan la generación de sulfuro ferroso, limitando también la producción fotosintética de oxígeno.

Una laguna así operada se encuentra propensa a un mal funcionamiento, generación de olores desagradables, propagación de insectos y a una pobre eficiencia.

3.4.1. MÉTODOS DE DISEÑO

Diferentes modelos tanto empíricos como científicos han sido desarrollados para diseñar este tipo de lagunas. Cuatro son las aproximaciones usadas:

- Empíricas
- Semiempíricas
- Teóricas

Los modelos empíricos, se fundamentan en una colección y análisis de datos de plantas existentes como los de McGarry y Pescod, USEPA y Canter y Englande; los semi-empíricos se basan en la simplificación de conceptos teóricos de remoción de carga orgánica e hidráulica, ocasionalmente combinados con los resultados obtenidos en plantas piloto a nivel laboratorio (por ejemplo, Mara, Gloyna, Arthur y Yáñez); los modelos cinéticos emplean la teoría cinética de los reactores bioquímicos para tratamiento (Wehner - Wilhelm, completamente mezclado flujo pistón) y los teóricos interrelacionan la teoría cinética con parámetros como materia orgánica, fitoplancton, oxígeno disuelto, nutrientes y lodos (los modelos empleados son los de la relación del oxígeno fotosintético y el de Llavador y Prats).

Estos métodos de diseño se presentarán atendiendo al factor principal de diseño.

3.4.1.1. Métodos empíricos y semiempíricos para carga orgánica

Básicamente la carga orgánica crítica (superficial o volumétrica) para una laguna facultativa es el principal criterio de diseño de las lagunas de estabilización.

Tabla 3.10 Cargas orgánicas críticas, kg DBO / (ha d) (Shelef y Kanarek, 1995)

Región	C_s kg DBO/(ha d)
California	56 - 67
Norte de Israel	100 - 120
Sur de Israel	120 - 150
Climas subtropicales	80 - 160
Climas tropicales	120 - 200
Climas templados	40 - 80
Para EUA en época invernal:	
Temperatura del aire mayor de 15° C	45 - 90
Temperatura aire entre 0 y 15° C	22 - 45
Temperatura del aire menor, de 0° C	11 - 22

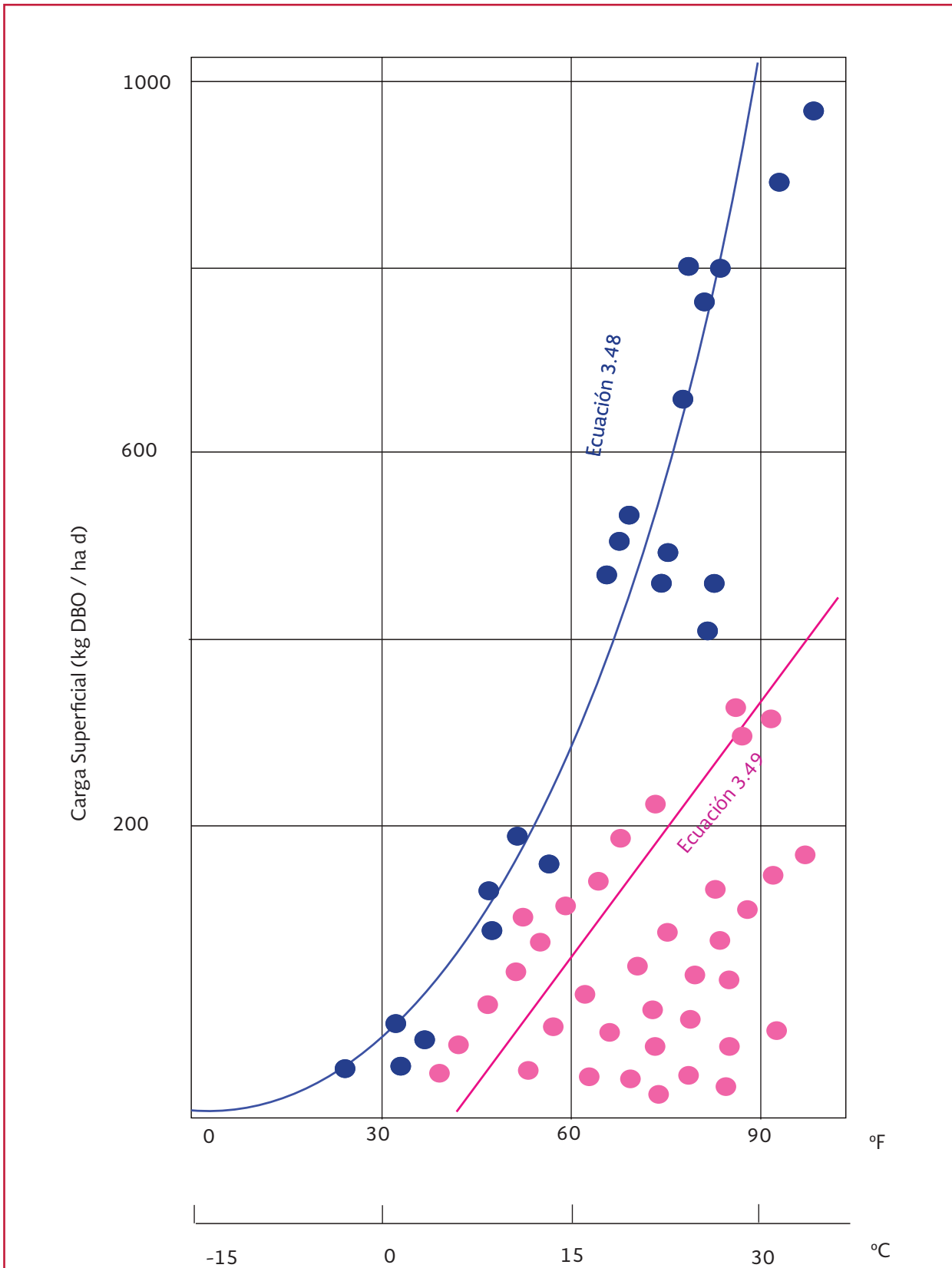
Este valor debe ser determinado atendiendo a las condiciones climáticas que afectan a la laguna tales como la temperatura, la radiación solar, la velocidad del viento. El valor debe ser determinado atendiendo a las condiciones climáticas que afectan a la laguna tales como la temperatura, la radiación solar, la velocidad del viento, etcétera (Tabla 3.10).

McGarry y Pescod (1970) colectaron los datos experimentales y operacionales de 134 plantas con sistema de lagunas a nivel mundial y les aplicaron un análisis de regresión para determinar la eficiencia promedio de operación bajo diversas condiciones de operación (C_s , carga superficial, kgDBO/(ha d) y T , temperatura del líquido, T). La Ecuación 3.47 describe los resultados obtenidos y sugeridos por McGarry y Pescod para la carga superficial máxima.

$$C_s = 60.26(1.099)^T \quad \text{Ecuación 3.47}$$

La Ilustración 3.7 muestra el efecto de la temperatura en la carga superficial y el funcionamiento de las lagunas. No se emplearon los valores de dispersión dada la disparidad de los datos.

Ilustración 3.7 Variación de la carga máxima admisible y de diseño en una laguna facultativa con temperatura media del aire



En 1976, Mara propuso una forma más conservadora de la ecuación anterior:

$$C_s = 40.35(1.099)^T \quad \text{Ecuación 3.48}$$

Finalmente, Pescod y McGarry establecieron un criterio aún más estricto que el de Mara, y determinaron que la carga máxima permisible en una laguna facultativa debe ser (Rolim, 1990):

$$C_{s \max} = 20T - 20 \quad \text{Ecuación 3.49}$$

A partir de la Ecuación 3.49, Arthur (1983 en Rolim, 1990) la modificó de la siguiente manera:

$$C_{s \max} = 20T - 60 \quad \text{Ecuación 3.50}$$

Posteriormente, Mara determinó que debía existir una ecuación para conocer la carga orgánica superficial en función de la parte del mundo donde se instale la laguna.

Europa mediterránea:

$$C_s = 10T \quad \text{Ecuación 3.51}$$

Sudamérica:

$$C_s = 350(1.107 - 0.002T)^{T-25} \quad \text{Ecuación 3.52}$$

Sin embargo, los datos de estudios llevados a cabo en lagunas piloto (Universidad de Paraíba, Brasil), sugieren que a temperaturas del agua de 25 °C, las cargas orgánicas muy superiores a los 350 kg/(ha d) reducen significativamente la po-

blación de algas y por consiguiente la producción de oxígeno, vital para el proceso de tratamiento. Por lo que se propuso la siguiente ecuación, la cual se aproxima con mayor precisión a las condiciones de México.

$$C_s = 250(1.085)^{T-20} = \frac{kg}{ha \ d}$$

$$\text{Ecuación 3.53}$$

Asimismo, *The Indian, Central Public Health Engineering Research Institute* (ahora *National Environmental Engineering Research Institute*, en Quano, 1981) propuso.

$$C_s = 375 - 6.15LAT \quad \text{Ecuación 3.54}$$

donde:

LAT = son grados de latitud (intervalo en la India: 8 - 36 °N) que se relaciona con la temperatura.

Canter y Englande, 1970 (Thirumurthi, 1991) estimaron mediante la aplicación de cuestionarios, los valores promedio usados en los estados más calurosos de los Estados Unidos. En la Tabla 3.11 se muestran los resultados de las diferentes regiones. Cabe hacer notar que las lagunas en el

Tabla 3.11 Resultados de los cuestionarios aplicados en estados unidos (Thirumurthi, 1991)

Variables	Valor dado por región		
	Norte	Centro	Sur
Número de estados	18	17	15
Carga superficial promedio (Cs), kgDBO/(ha d)	29	37	50
Tiempo de retención hidráulico, d	117	82	31

norte de Estados Unidos permanecen cubiertas de hielo durante largos periodos, las de la región central por lapsos más cortos y las del sur, no tienen ese problema. Estas últimas condiciones se asemejan a las de México, por lo tanto, ante la ausencia de valores, pueden utilizarse como una aproximación los valores de las lagunas del sur de Estados Unidos.

Con base en los resultados de la Tabla 3.11, se propuso que la profundidad del agua en las lagunas fuera de 1.2 m, con un bordo libre de 0.9 m, y el uso de lagunas múltiple para alcanzar mayor flexibilidad de operación y mantenimiento (Thirumurthi, 1991).

Obtención del área superficial de la laguna

En la India el área de la laguna facultativa es estimada con la siguiente ecuación (Mara, 1976):

$$A = \frac{Q(S_i - S_e)}{0.30 S_e h (1.05)^{T-20}} \quad \text{Ecuación 3.55}$$

donde:

- S_e = DBO efluente, mg/L
- S_i = DBO afluente, mg/L
- Q = Caudal, m³/h
- A = Área, m²
- h = Profundidad, m
- T = Temperatura, °C

Además, se señala que la DBO del efluente debe estar entre 50 a 70 mg/L (agua con carga orgánica débil) para mantener la laguna facultativa predominantemente aerobia. La profundidad de la laguna está comprendida entre 1.0 a 2.5 m.

En Rolim (1990), se presentan diferentes criterios considerados por diversos autores. Arceivala

quien estima que el tiempo de retención hidráulica varía de 7 a 110 días para temperaturas entre 5 y 25 grados Celsius.

Para Silva, el tiempo, mínimo para el noreste de Brasil es de 6 días mientras que para el Banco Mundial (Broome) de 5 días. De acuerdo con dos criterios anteriores se puede estimar el área de la laguna con:

$$A = \frac{Q \tau}{h} \quad \text{Ecuación 3.56}$$

Asimismo existen varias correlaciones y datos desarrollados a través de experiencias de campo que tienen su aplicación básicamente para localidades con características similares al lugar donde se desarrollaron.

La primera relación de cargas de DBO fue reportada por McGarry y Pescod (1970 en Yáñez, 1993) durante sus estudios de 134 plantas operando, a nivel mundial para su aplicación, en climas tropicales.

$$C_{sr} = 10.35 + 0.725C_s \quad \text{Ecuación 3.57}$$

donde:

- C_{sr} = carga superficial de DBO removida en kg/(ha d), calculada a partir de C_s .

La correlación anterior es aplicable a zonas tropicales y templadas y tiene un error estándar de ± 16.4 kg DBO/(ha d). Esta estimación es aplicable para intervalos de carga superficial entre 50 y 500. El uso de este tipo de correlaciones permite estimar la calidad del efluente de las lagunas primarias en función de la carga orgánica, parámetro que ha sido empleado y considerado como un factor importante de diseño (Yáñez,

Tabla 3.12 Coeficientes de correlaciones de carga de DBO

Tipo de lagunas	Coeficientes		Corr %	No. Obs.	Intervalo kg/(ha d)
	A	B			
Cuatro primarias ^a	7.67	0.806	99.6	71	200 - 1 158
Una primaria ^b	-23.46	0.998	98.9	26	113 - 364
Cinco primarias ^c	20.51	0.777	99.0	97	113 - 1 158
Cuatro primarias ^c	1.46	0.801	97.9	46	467 - 1 158
Tres primarias ^c	0.75	0.906	85.7	15	251 - 335
4 primarias + 1 secundaria ^b	-7.81	0.819	99.8	139	42 - 1 158
Una secundaria ^a	-0.80	0.765	98.6	63	42 - 248
Una secundaria ^b	-7.14	0.923	94.7	33	31 - 14
Una terciaria ^b	-7.16	0.941	97.0	26	18 - 90
Primaria + secundaria + terciaria ^b	-8.53	0.942	99.6	85	18 - 466

a) Primera fase

b) Segunda fase

c) Primera y segunda fases

1993). En las evaluaciones de las lagunas de San Juan realizadas en Perú, en dos distintas etapas se han determinado correlaciones similares de la forma.

$$C_{sr} = A + B C_s \quad \text{Ecuación 3.58}$$

Los valores de los coeficientes *A* y *B* se muestran en la Tabla 3.12.

Es importante notar que para el cálculo de las cargas, removidas, se consideraron pérdidas por infiltración. Además, durante el procesamiento de datos se calcularon las cargas aplicadas con base en la DBO total y las cargas del efluente con base en la DBO soluble. De igual forma se han desarrollado correlaciones de carga con base en datos de la DQO (para mayor detalle ver Yáñez, 1993).

Obtención del volumen total de la laguna

La ecuación de Gloyne 1976 (Thirumurthi, 1991) es resultado de los estudios realizados por la Universidad de Texas, EUA a nivel laboratorio y que establece.

$$V = (3.5 \text{ E-}05) Q S_u \theta^{35-T} f_T f'$$

Ecuación 3.59

donde:

S_u = DBO o DQO última del influente, mg/L

θ = Coeficiente de corrección por temperatura (1.085)

f_T = Factor de demanda de sulfuro de hidrógeno (1 cuando la concentración de iones equivalentes de sulfato en el influente es < 500 mg/L)

V = Volumen total de la laguna, m³

f' = Factor de demanda de sulfuro de oxígeno (1 cuando la concentración de iones equivalentes de sulfato en el influente es < 500 mg/L)

La remoción de DBO se estima del orden del 80 a 90 por ciento sobre muestras del influente no filtrado y del efluente filtrado. La profundidad de la laguna es de 1 m en climas cálidos y de 1.5 a 2 m en fríos. Con respecto a la temperatura de diseño, esta corresponde al promedio aritmético de los meses más fríos.

Es importante mencionar que la luz solar no se considera un factor crítico pero se puede considerar en el cálculo empleando un valor promedio de incidencia como se muestra en la Ecuación 3.60 (Middlebrooks and Crites, 1988; Thirumurthi, 1991).

$$V = 0.035Q(S_i)1.099^{\frac{I(35-T)}{250}}$$

Ecuación 3.60

donde:

I = radiación solar, lux

Valores estimados de k

De acuerdo con Yáñez (1980), uno de los principales problemas para el diseño de lagunas por los modelos de equilibrio continuo es el seleccionar la tasa de reacción global k .

Los valores reportados para esta constante varían desde 0.1 hasta mayores que 2. En general, se recomienda usar k grandes para tiempos de retención pequeños. El valor de k experimental obtenida para San Juan, Lima, Perú es:

$$k = \frac{\tau}{-14.77 + 4.46T} \quad \text{Ecuación 3.61}$$

donde:

k = Tasa de reacción global, d^{-1}

τ = Tiempo de retención, d

T = Temperatura, °C

El empleo de esta ecuación se recomienda para periodos de retención de 8 o más días para el cual k es $0.38 d^{-1}$. En 1984, Yáñez estableció otra ecuación para estimar la tasa de reacción global (Yáñez, 1993).

$$k = 0.796\tau^{-0.355}1.085^{T-20} \quad \text{Ecuación 3.62}$$

3.4.1.2. Métodos cinéticos

Thirumurthi (1991) encontró que las lagunas facultativas podrían seguir la ecuación desarrollada por Wehner-Wilhelm para el diseño de reactores químicos:

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{4ae^{(1/2d)}}{(1+a)^2 e^{(a/2d)} - (1-a)^2 e^{(-a/2d)}}$$

Ecuación 3.63

$$a = (1 + 4k\tau d)^{1/2}$$

donde:

S_e = DBO efluente, mg/L

S_i = DBO afluente, mg/L

d = Factor de dispersión, adimensional

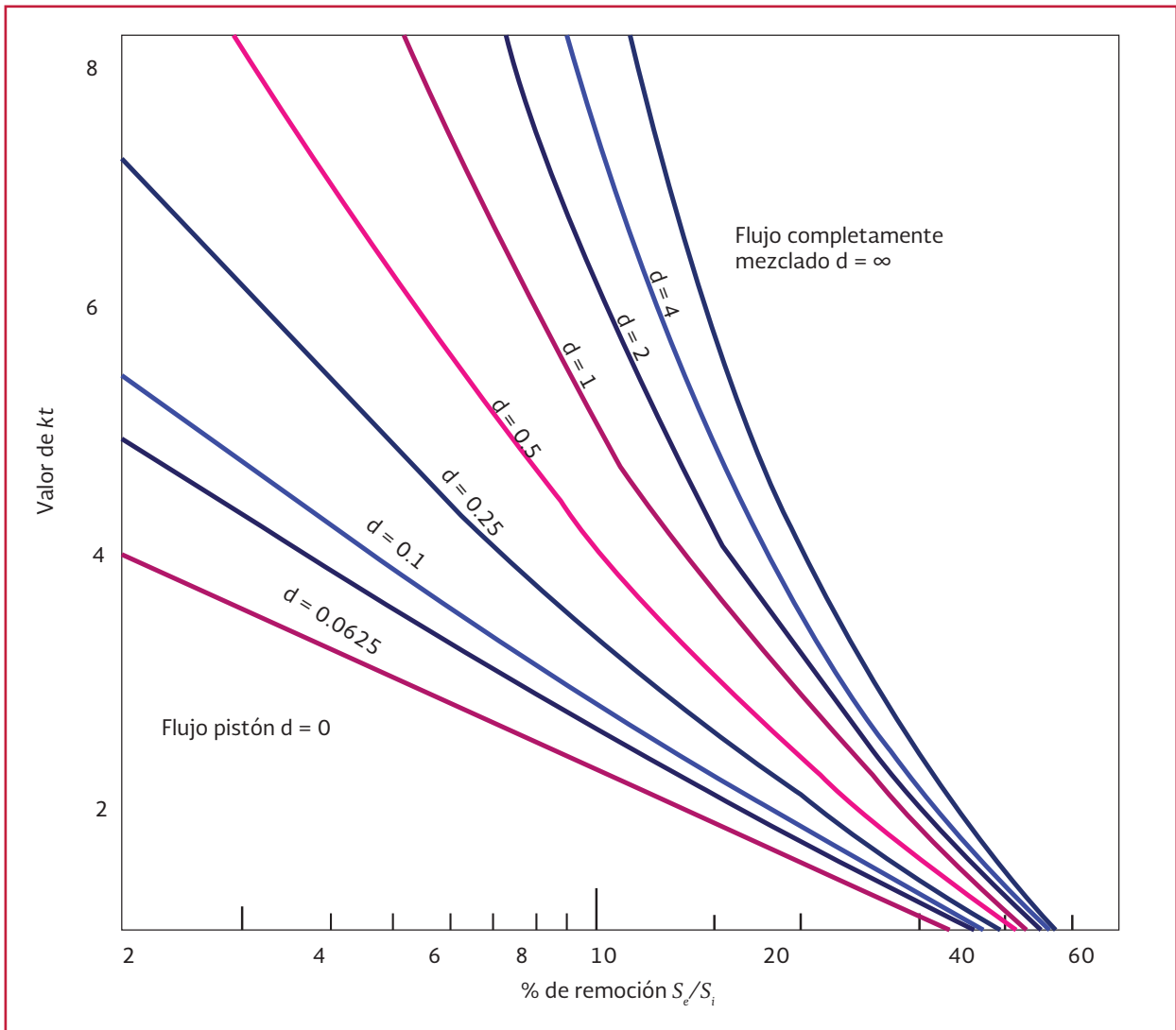
En esta ecuación el factor de dispersión para agua residual varía de 0.1 a 2.0, con pocos valores menores de la unidad. La selección tanto del valor de la dispersión (d) como el de la constante de reacción (k) afecta en forma drástica el tiempo de retención requerido para producir un efluente de buena calidad (Middlebrooks, 1988 en Thirumurthi, 1991).

Para facilitar el uso de esta ecuación, Thirumurthi desarrolló el gráfico de la Ilustración 3.8, en el que el término $k\tau$ se traza contra S_e/S_i para factores de dispersión que varían desde el cero, para un reactor de flujo pistón, hasta el infinito en un reactor completamente mezclado.

La ecuación de Marais y Shaw (1991) se basa en un modelo de j reactores en serie completamente mezclados y con cinética de primer orden. La relación es:

$$\frac{S_e}{S_i} = \left[\frac{1}{1 + k\tau_j} \right]^j \quad \text{Ecuación 3.64}$$

Ilustración 3.8 Valores de kt para la ec. De Wehner y Wilhelm contra la fracción remanente para varios factores de dispersión



donde:

k = Constante de reacción de primer orden, d^{-1} .

El valor de k debe ser corregido por temperatura si ésta difiere de $35\text{ }^{\circ}\text{C}$ (sección 3.5). El valor promedio, para la constante de Arrhenius se considera de 1.085.

El límite superior propuesto para $(S_e)_{\max}$ en celdas primarias es de 55 mg/L , para evitar

condiciones anaerobias y olores desagradables. La profundidad permisible de la laguna está dada por h y se establece como:

$$h = 5.08 \left[\left(\frac{700}{(S_e)_{\max}} \right) + 8 \right]$$

Ecuación 3.65

donde:

h = Profundidad permisible, m
 S_e = DBO afluente, mg/L

Marais (1970) incorporó la influencia de la cama de lodos al modelo completamente mezclado. Este modelo permite determinar la influencia del lodo en las lagunas primarias a lo largo de la vida del proceso. La ecuación base para el modelo de flujo pistón es:

$$\frac{S_e}{S_i} = e^{-\tau k} \quad \text{Ecuación 3.66}$$

donde:

k = Velocidad de reacción de primer orden para un reactor de flujo pistón, d^{-1}

Como se muestra en la Tabla 3.13, la velocidad de reacción de primer orden k varía con la carga de la demanda bioquímica de oxígeno.

Tabla 3.13 Variación de la rapidez de reacción en un flujo pistón en función de carga orgánica (Middlebooks y Crites, 1988)

Carga orgánica de DBO kg/(ha d)	k a 20°C d^{-1}
22	0.045
45	0.071
67	0.083
90	0.096
112	0.129

3.4.1.3. Métodos teóricos

Estos modelos representan en forma matemática los procesos físicos y bioquímicos responsables de la degradación de la materia orgánica. Para emplearlos se debe evaluar la tasa de control de cada fenómeno y su efecto total es cuantificado sobre la eficiencia global de operación del proceso. La reproducibilidad a gran escala de los modelos es difícil debido a que tanto las tasas como los mecanismos predominantes de remoción varían en cada punto de la laguna.

Las algas convierten el 6 por ciento de la energía solar en nuevas células. Por cada kilogramo

de masa de algas, son requeridas 6 millones de calorías de energía solar para que se produzcan 1.6 kg de oxígeno por la fotosíntesis. La cantidad del oxígeno producido por día, en una hectárea, puede expresarse como:

$$O_i = \frac{\lambda_s 0.06(1.6E08)}{6E06} = 1.6\lambda_s \quad \text{Ecuación 3.67}$$

donde:

O_i = Cantidad de oxígeno liberada
kg/(ha d)

λ_s = Energía solar, cal/(cm^2 d)

En la práctica, la India utiliza tasas de carga superficial de 150 a 250 kg DBO/(ha d), mientras que en África se limitan los valores a 100 kg DBO/(ha d). Para cargas orgánicas bajas se tiene la sobresaturación en forma inmediata y el líquido es continuamente mezclado, siendo mayor la liberación de oxígeno hacia la atmósfera. En climas templados como el norte de la República Mexicana, las lagunas se deben diseñar considerando las condiciones de invierno cuando el metabolismo bacteriano y la fotosíntesis están a un nivel mínimo.

Para conocer la cantidad de oxígeno presente en el agua, se emplea la Ecuación 3.68 modificada por el coeficiente α (transferencia de oxígeno en el agua residual) cuyo valor varía en función de las condiciones locales. Como ejemplo, para la India oscila entre 55 y 100 por ciento y para el continente americano se ha evaluado entre 27 y 36 por ciento.

$$O_i = 1.6\lambda_s \alpha \quad \text{Ecuación 3.68}$$

La cantidad de oxígeno máximo requerido (O_r) para estabilizar la carga orgánica es equivalente a 1.5 veces la demanda bioquímica de oxígeno.

$$O_r = 1.5QS_i \quad \text{Ecuación 3.69}$$

donde:

$$\begin{aligned} S_i &= \text{DBO afluente, mg/L} \\ Q &= \text{Caudal, m}^3/\text{h} \end{aligned}$$

Se debe tratar que $O_i \geq O_r$

Al relacionar la Ecuación 3.68 y la Ecuación 3.69 y la Ecuación 3.4; cuando $O_i = O_r$, para un área unitaria, la carga superficial se expresa por la ecuación:

$$C_s = 1.07 \lambda_s \alpha \quad \text{Ecuación 3.70}$$

Para el valor de λ_s , se debe tener en cuenta que la radiación solar que incide en una laguna facultativa depende de la nubosidad, que puede reducir el número total de horas de radiación real comparada con el número de horas totales posibles. El promedio de radiación solar, λ_s se calcula como:

$$\lambda_s = \lambda_{\min} + p(\lambda_{\max} + \lambda_{\min}) \quad \text{Ecuación 3.71}$$

donde:donde:

$$\begin{aligned} \lambda_s &= \text{Energía solar, Cal/(cm}^2 \text{ d)} \\ \lambda_{\min} &= \text{Energía solar en un día nublado,} \\ &\quad \text{Cal/(cm}^2 \text{ d)} \\ \lambda_{\max} &= \text{Energía solar en un día sin nubosi-} \\ &\quad \text{dad, Cal/(cm}^2 \text{ d)} \\ p &= \text{Fracción de horas de radiación con} \\ &\quad \text{relación al número total de horas} \\ &\quad \text{posibles} \end{aligned}$$

Así mismo, debe recordarse que en este tipo de lagunas, se están llevando a cabo una reacción anaerobia y por tanto los sólidos sedimentados, las algas y bacterias muertas son descompuestos

en el fondo del tanque. La degradación anaerobia genera ácidos grasos volátiles, metano, dióxido de carbono y sulfuro de hidrógeno. El dióxido de carbono y el sulfuro de hidrógeno son atrapados en una solución alcalina en las capas superiores formando carbonatos y sulfuros, el gas metano se libera a la atmósfera.

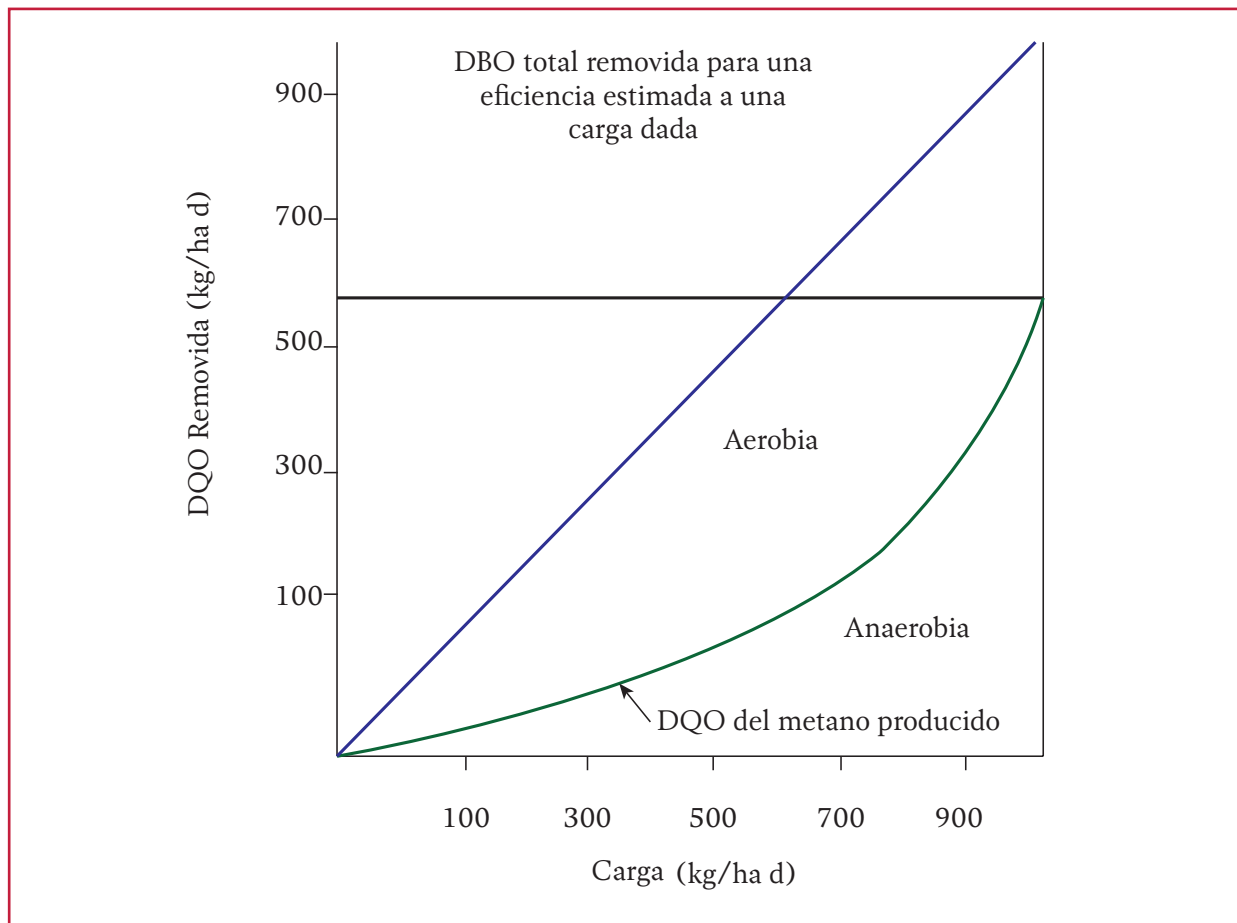
Siddiqui (1974), en sus estudios sobre la generación del metano como subproducto de la capacidad de degradación de la materia orgánica encontró que para cargas orgánicas de 767 kg DBO/(ha d), la remoción de la DBO, es del 78 por ciento, y que de esta el 65 por ciento se debe a la actividad anaerobia (Ilustración 3.9). Además, debido a las condiciones alcalinas de las capas superiores, los olores desagradables generados por los gases del sulfuro son atrapados. Para cargas orgánicas de 70 kg DBO/(ha d), la remoción de la DBO corresponde a una degradación aerobia.

El modelo de Llavador y Prats (1993) consiste en una modificación al modelo de Fritz *et al.*, donde se emplean estudios de estabilidad. Este modelo describe un sistema donde se interrelacionan doce componentes: sustrato orgánico (S), biomasa bacteriana (Xb), biomasa de algas (Xa), oxígeno disuelto (OD), nitrógeno orgánico soluble (NO), nitrógeno amoniacal (NA), nitrógeno de nitratos (NN), fósforo orgánico soluble (FO), fósforo inorgánico (M), alcalinidad total (AT), masa sedimentada (D), para los cuales se establecen balances parciales de masa con base en la expresión de variación de velocidad de concentración.

$$\frac{d[C]}{dt} = \frac{[C_i]}{\tau} - \frac{[C_j]}{\tau} + \sum S(j)$$

$$\text{Ecuación 3.72}$$

Ilustración 3.9 Fracción de la DBO removida anaerobiamente para diferentes cargas orgánicas (Ouano, 1981)



donde:

$[C_i]$ = concentración del componente i en el efluente, mg/L

$[C_j]$ = concentración del componente j en el influente, mg/L

$\sum S(j)$ = suma de todos los mecanismos cinéticos que afectan a dicho componente

Cada uno de estos mecanismos cinéticos se puede expresar en términos de la concentración de los diversos componentes en un reactor bioquímico empleando las constantes específicas. La combinación de las doce ecuaciones obtenidas del balance de masa se resuelve mediante la generación de un sistema de ecuaciones di-

ferenciales de primer orden donde las concentraciones de cada compuesto varían a través del tiempo.

En general, el modelo permite determinar las constantes o parámetros que generan condiciones de inestabilidad importantes como son el tiempo de retención y la carga orgánica. Sin embargo, la aplicación práctica de este modelo es limitada debido a que muchas de las constantes deben ser predeterminadas en laboratorio. Su utilidad principal radica en la comprensión de los mecanismos que intervienen en la operación de las lagunas. La Tabla 3.14 muestra el resumen de los métodos revisados para el diseño de las lagunas facultativas.

Tabla 3.14 Métodos de diseño para lagunas facultativas

Métodos	VARIABLES	Ecuación	Valores recomendados
Métodos empíricos y semiempíricos			
Carga orgánica superficial			
McGarry y Pescod, 1970	T, Cs	$C_s = 60.26(1.099)^T$	Para estos modelos no se tienen C _s recomendadas pero se pueden emplear las siguientes:
Mara, 1976	T, Cs	$C_s = 40.35(1.099)^T$	Canter y Englande A 970
Pescod y McGarry	T, Cs	$C_{smax} = 20T - 20$	C _s (promedio), kgDBO/(ha d) 29 37 50
Arthur, 1983	T	$C_{smax} = 20T - 60$	t, d 117 82 31
Mard, 1987	T	Europa mediterránea $C_s = 10(T)$ Sudamérica $C_s = 350(1.107 - 0.002(T))^{T-25}$	USEPA, 1983 S _i Taire > 15°C C _s = 45 - 90 kg DBO/(ha d) S _i 0 < Taire < 15°C C _s = 22 - 45 kg DBO/(ha d) S _i Taire < 0°C C _s = -11 - 22 kg DBO/(ha d)
Extrables, Brasil (1983)	T	$C_s = 250 (1.085)^{T-20}$	
National Environmental Engineering Research Institute of Indian	C _s , LAT	$C_s = 375 - 6.15LAT$	India : 8 - 36°
Carga orgánica superficial removida			
Correlaciones empíricas	C _{sr} , C _s	$C_{sr} = A + B C_s$	ver Tabla 3.12 Coeficientes de correlaciones de carga de DBO
Área superficial			
Mara, 1976	$\frac{S_e}{T, h}$, S _p	$A = \frac{Q(S_i - S_e)}{0.30 S_e h (1.05)^{T-20}}$	S _e : 50 a 70 DBO mg/L, a una profundidad de 1.0 a 2.5
Aceivala, 1973 Silva, 1982 Broome, 1986	T, Q, h	$A = \frac{Q\tau}{h}$	T: 7 - 110 d a 5 - 25 °C T: 6 d T: 5 d
Volumen de la laguna			
Gloyna, 1976	S _u , T	$V = (3.5 E-05)QS_u\theta^{35-T}ff'$	h mes más frío : 1.5 a 2 m h mes más cálido : 1 m
Middlebrooks y Crites, 1988	S _p , T, Luz	$V = 0.035(Q)(S_i)1.099^{\frac{Luz(35-T)}{250}}$	
Constante de rapidez de 1 ^{er} Orden			
Yáñez, 1980	T, k	$k = \frac{\tau}{-14.77 + 4.46 T}$	k = 0.38d ⁻¹ Para T de 8° C o más
Yáñez, 1984	t, k	$k = 0.796\tau^{-0.355} 1.085^{T-26}$	No Disponible

Tabla 3.14 Métodos de diseño para lagunas facultativas (continuación)

Métodos	Variables	Ecuación	Valores recomendados
Métodos cinéticos			
Modelo de Wehner-Wilhelm, 1956	k, t	$\frac{S_e}{S_i} = \frac{4ae^{(1/2d)}}{(1+a)^2 e^{(a/2d)} - (1-a)^2 e^{(a/2d)}}$	d : 0.1 a 2.0
Modelo completamente mezclado, 1961	k _c , t	$\frac{S_e}{S_i} = \left[\frac{1}{1 + k\tau_j} \right]^j$ $h = 5.08 \left[\left(\frac{700}{(S_e)_{\max}} \right) + 8 \right]$	Se puede emplear la ecuación de Yáñez (1984) (S _e)= 55 mg/L
Modelo de flujo pistón (Middlebrooks y Crites, 1988)	K _p , c	$\frac{S_e}{S_i} = e^{zk}$	ver Tabla 3.11 para valores de K _p , t
Métodos teóricos			
Relación del oxígeno fotosintético en la laguna facultativa			
Modelo de Llavador y Prats (1993)			

3.5. EFECTO DE LA TEMPERATURA

La variable con mayor influencia en la selección de un modelo para diseño de cualquier tipo de laguna es el efecto de la temperatura en la operación del proceso. El efecto en la actividad biológica está dado por la ecuación:

$$k = k_{20^{\circ}C} \theta^{(T-20)}$$

Ecuación 3.73

La Ecuación 3.73 comúnmente se aplica a un intervalo de 4 a 30 ° Celsius. Este intervalo se define para una actividad mesofílica. Se considerará un valor promedio para θ de 1.085 para los diversos tipos de modelos donde se emplee la corrección por temperatura.

3.6. COMPARACIÓN DE LOS MODELOS DE DISEÑO DE LAS LAGUNAS

De acuerdo con Middlebrooks (1988), la comparación entre los diversos modelos permite realizar una primera selección cualitativa del método idóneo para una situación en particular. Pero las limitaciones y exigencias de los propios modelos hacen difícil esta comparación. Sin embargo, se puede decir que para una retención con condiciones climáticas adecuadas todos los modelos son equivalentes y lo más práctico resulta emplear la carga orgánica aplicada en combinación con un tiempo de retención adecuado.

Únicamente se deben considerar en forma adicional y particular, los problemas asociados a la

Tabla 3.15 Resumen de los diferentes modelos empleados para el diseño de los diversos tipos de lagunas de estabilización

Laguna	Tiempo de Retención t, d	Carga orgánica		Profundidad m	Tamaño de la laguna ha	Mezclado	Remoción de la DBO %
		Superficial kgDBO/(ha d)	Volumétrica gDBO/m ³ d				
Aerobia							
Baja tasa	10-40	67- 135		0.90- 1.20	< 4 por celda	Mezclado natural	80-95
Alta tasa	4-6	90- 180		0.30-0.45	0.20-0.80	Equipo adicional	80-95
Pulimento	5-20	17		0 - 1.50	0.80 - 4.0 por celda	Mezclado Natural	
Aireadas							
Con mezcla completa	3-20			2.0-6.0		Equipo Adicional	50-60
Con mezcla Parcial	3- 10			12.0-6.0	0.80	Equipo adicional	70-90
Anaerobias	1 - 5	280-4500	100-400	12.0-5.0	0.20-0.80 por celda	Sin mezclado	60-70
Facultativas	5 - 30	40 - 200* 10- 40		1.5 - 2.0	0.80 - 4.0 por celda	Mezclado superficial	80-90
	31 - 117	29- 50		1.20			

* Valores empleados de climas subtropicales, tropicales y templados

generación de áreas muertas y atajos del flujo ya que abaten la eficiencia del tratamiento, así como algunos efectos de compuestos tóxicos. En otras palabras, la importancia del diseño hidráulico no debe ser menospreciada.

En cuanto a los modelos tradicionales de reactores bioquímicos (ej. Wehner - Wilhelm y los modelos completamente mezclado y de flujo pistón) que combinan la cinética, en el sentido de introducir el tiempo necesario del proceso con los patrones de flujo, estos tienen la gran limitación de que hay que suponer, antes de construir la laguna, una serie de parámetros que en realidad son resultado del diseño. En especial, aun cuando en laboratorio se haya determinado el tiempo de retención (t) este se emplea como equivalente a τ (tiempo teórico), que en la práctica no se conoce hasta obtener τ ; de hecho la única forma de verificar que $t = \tau$ es llevando a cabo un estudio de trazado una vez construida la laguna.

Por último, los modelos teóricos (ej. Quin *et al.*, 1991) requieren muchas determinaciones a nivel laboratorio que solo se aproximan en forma vaga a lo que sucede en la laguna debido al gran tamaño y complejidad ecológica de estas. De ellos, es relevante que el diseñador tenga claro las recomendaciones prácticas que resultan de comprender los fenómenos como la insolación, el papel que juegan las algas y otros factores.

La Tabla 3.15 muestra un resumen general de los modelos para el diseño de lagunas con base en el tiempo de retención, la profundidad y la carga orgánica superficial o volumétrica.

3.7. SISTEMAS COMBINADOS

Los sistemas lagunares múltiples e integrados forman un tratamiento más económico y seguro que los sistemas convencionales y se

diseñan de la misma forma que los sistemas individuales.

Básicamente se pueden establecer distintas combinaciones de los tipos de lagunas en función de las características del agua a tratar, de las exigencias del efluente y de la disponibilidad de terreno. Para agua residual de origen doméstico o equivalente, los sistemas más adecuados son:

- a) Facultativa + Aerobia
- b) Facultativa + Facultativa + Aerobia
- c) Anaerobia + Facultativa + Aerobia
- d) Anaerobia + Facultativa + Maduración
- e) Facultativa + Facultativa + Maduración

3.7.1. LAGUNA FACULTATIVA

En el tratamiento de las aguas servidas, se denominan lagunas facultativas a las lagunas que operan en su estrato superior como lagunas aerobias; en su estrato inferior, como lagunas anaerobias, y en el estrato intermedio, con la presencia de bacterias facultativas, se crea un estrato particular llamada zona facultativa.

Las lagunas de estabilización constituyen un sistema de tratamiento bioquímico de crecimiento suspendido, sin recirculación de sólidos sedimentados. A pesar de constituir el sistema más simple y sencillo de tratamiento de aguas residuales, son de una naturaleza muy compleja desde el punto de vista de operaciones y procesos físicos, químicos y biológicos responsables de su eficiencia. El crecimiento de algas en las lagunas facultativas representa, básicamente, el suministro de oxígeno fotosintético para la actividad aerobia bacteriana y, por otro lado, la necesidad de removerlas de la laguna para controlar el aumento de la concentración

de sólidos en suspensión, y el material biológico biodegradable. La concentración de algas se representa generalmente por la concentración de clorofila.

3.7.2. LAGUNA ANAEROBIA

La laguna anaerobia es un biorreactor que combina la sedimentación de sólidos y su acumulación en el fondo, con la flotación de materiales del agua residual en la superficie y con biomasa activa suspendida en el agua residual o adherida a los lodos sedimentados y a la nata flotante. Una laguna anaerobia puede considerarse como un proceso anaerobio a tasa baja en el cual la materia orgánica es estabilizada mediante su transformación en dióxido de carbono (CO_2) y metano (CH_4) principalmente.

Generalmente las lagunas anaerobias son abiertas a la atmósfera, pero pueden también estar cubiertas para recoger el metano producido o para controlar la emisión de olores. Aunque existe una transferencia atmosférica de oxígeno en la capa superior de una laguna anaerobia abierta, la laguna recibe cargas orgánicas altas que hacen que su contenido sea anaerobio y que no exista crecimiento de algas que produzcan oxígeno. Los gases producidos en la descomposición anaerobia tienen una acción mínima de mezcla.

La laguna anaerobia permite, por lo tanto, obtener la sedimentación de los sólidos sedimentables del afluente y la acumulación de material flotante. Tanto el lodo asentado como el material flotante proveen área superficial para el crecimiento microbiano, con el incremento obvio de la edad de lodos con el incremento del tiempo de retención hidráulica.

3.7.3. LAGUNA AEROBIA

En el tratamiento de las aguas servidas, se llaman lagunas aerobias o lagunas de oxidación, cuando se usa el oxígeno molecular disuelto como receptor de electrones, el proceso es aeróbico y se conoce también como respiración aerobia. En la forma simplificada, la oxidación biológica aerobia es la conversión bacteriana de los elementos, de su forma orgánica a su forma inorgánica altamente oxidada, en un proceso conocido también como mineralización. La mineralización o descomposición microbiológica del material orgánico de las aguas residuales en productos finales inorgánicos como dióxido de carbono, agua, nitrógeno amoniacal o nitratos, ortofosfatos y sulfuros es característica de la oxidación aerobia de carbohidratos y lípidos. Sin embargo, no se aplica a muchos compuestos aromáticos que tienen masa molecular alta, estado de oxidación alto y son estables bioquímicamente, como la lignina, materia húmica y muchos hidrocarburos aromáticos clorados (plásticos).

3.7.4. LAGUNA DE MADURACIÓN

Las lagunas de maduración tienen como objetivo principal la de reducir la concentración de bacterias patógenas. Estas lagunas generalmente son el último paso del tratamiento antes de volcar las aguas tratadas en los receptores finales o de ser reutilizadas en la agricultura.

La secuencia más habitual para el tratamiento de las aguas servidas por un sistema lagunar es la laguna anaerobia seguida de laguna facultativa y por último la laguna de maduración. Existen sin embargo otras variantes sobre este esquema general, y muy a menudo se instala más

de una laguna de maduración. A veces se construyen lagunas de maduración como etapa final del tratamiento de otros sistemas de depuración, como fangos activados, con lo que sustituyen a la cloración, que suele ser el método más común de desinfección en estos sistemas. Además de la desinfección, la laguna de maduración tiene también otras funciones. Entre las principales son:

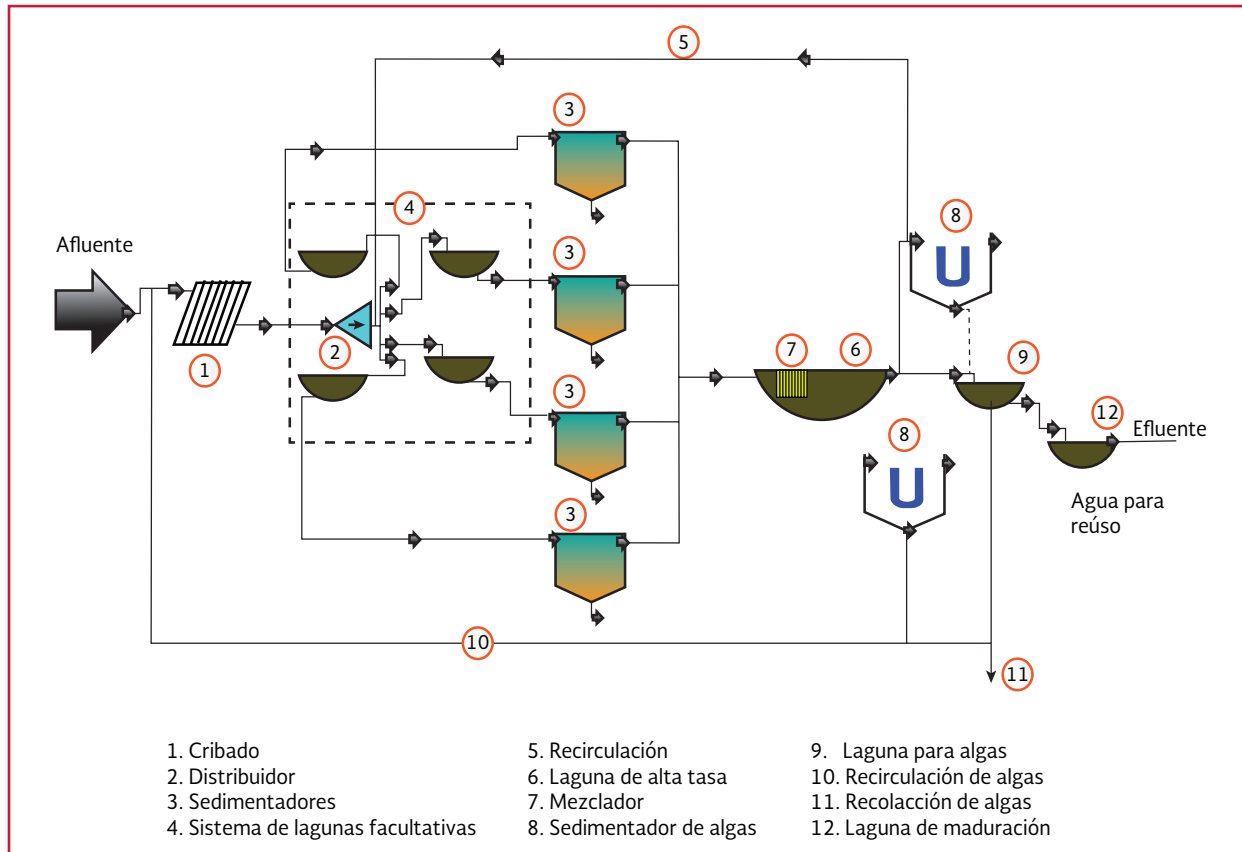
- Conversión del nitrógeno amoniacal
- Eliminación de nutrientes
- Clarificación del efluente
- Consecución de un efluente bien oxigenado

El establecimiento de lagunas en paralelo es interesante en el caso de que exista fuerte estacionalidad y es útil en las lagunas primarias para evitar problemas de funcionamiento, facilitar el secado y la limpieza de lodos.

Los sistemas lagunares en serie se aceptan cuando se tiene disponibilidad de terreno y cuando, a partir de un balance económico, se obtiene un volumen mínimo total. En general, en la primera laguna, el volumen es minimizado para mantener la temperatura, la concentración de sólidos y la tasa de reacción de la DBO en niveles altos.

La segunda, generalmente facultativa, tiene bajo requerimiento energético que permite la sedimentación de los sólidos y su descomposición en el fondo (Ilustración 3.10). Para la remoción de coliformes fecales se emplean lagunas de maduración al final. Asimismo, cuando se desea una baja concentración de sólidos suspendidos en el efluente se emplea un tanque de sedimentación el cual debe cumplir con los siguientes objetivos:

Ilustración 3.10 Sistema de lagunas integrado para el tratamiento del agua residual y recuperación de nutrientes o reúso (Oswald, 1991)



- Un tiempo de retención suficiente para alcanzar la remoción deseada
- Un volumen adecuado para el almacenamiento del lodo
- El crecimiento mínimo de algas
- Producción de olores mínimos por la actividad anaerobia

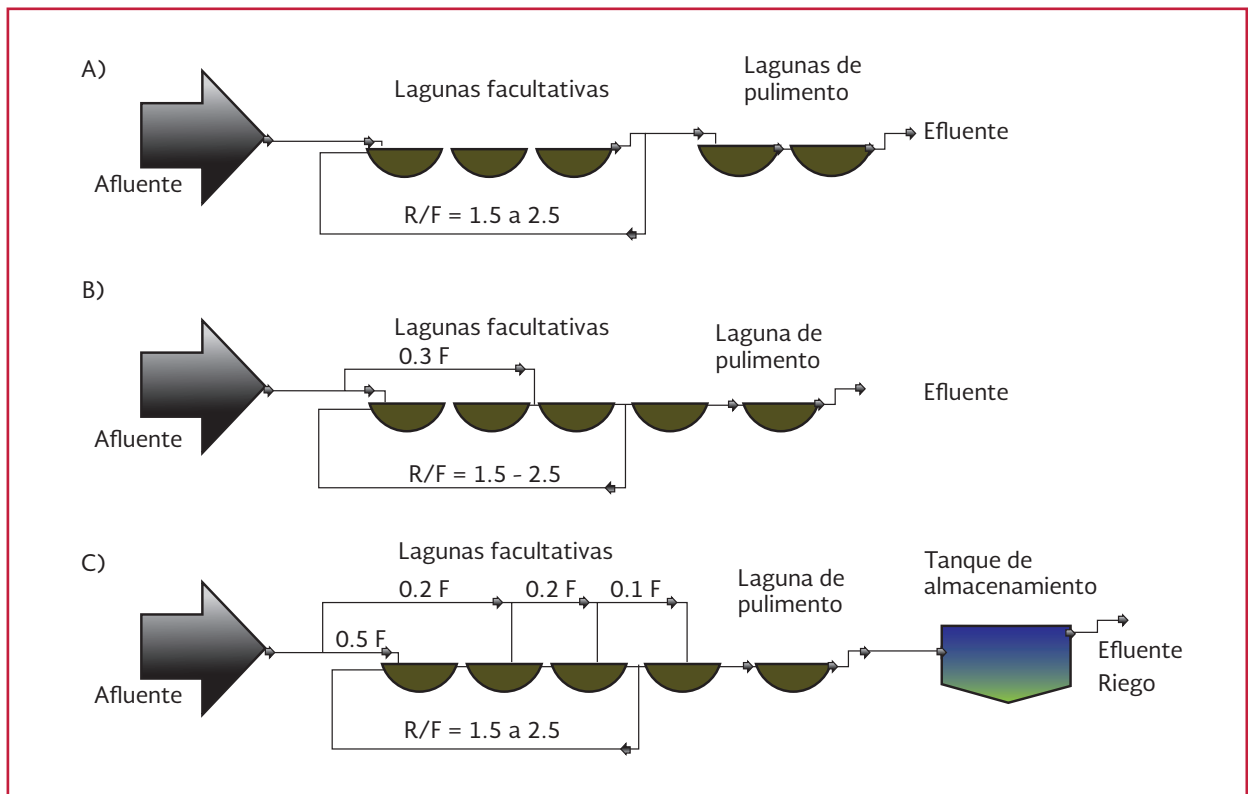
3.8. SISTEMAS CON RECIRCULACIÓN

La introducción de la recirculación de una laguna posterior a otra tiene varias ventajas como:

- Disminuir los requerimientos de tierra
- Evitar la generación de olores
- Controlar las variaciones estacionales

- Incrementar en tres veces o más la carga orgánica crítica, comparado con la carga permisible en una laguna facultativa
- Mantener las condiciones aerobias en la entrada de la primera laguna, para eliminar olores generados
- Distribuir la biomasa activa en la primera laguna
- Romper la estratificación térmica, la cual reduce el funcionamiento de la laguna (Shelef y Kanarek, 1995)
- Incrementar la estabilidad y pocos cambios en las variaciones estacionales que afectan directamente la operación así como para las cargas orgánicas

Ilustración 3.11 Esquemas de flujo de lagunas de estabilización con recirculación



- Incrementar la capa de lodo sedimentado en todo el fondo de la laguna. Esta ventaja es marcada principalmente cuando se realiza la alimentación
- Reducir los costos energéticos y de inversiones de equipo en general (bombeo y tubería), así como de una fuente de poder

El manejo de la recirculación se dio simultáneamente, pero en forma independiente, en Nueva Zelanda y en Sudáfrica con el propósito de permitir el tratamiento de altas cargas orgánicas en la primer laguna en un sistema en serie, sin la generación de olores desagradables ni molestias por vectores. En ambos países su implantación permitió tratar descargas industriales, con grandes variaciones de carga mejorando la operación de los sistemas de tratamiento. En la Ilustración 3.11A, se muestra la introducción de parte del

efluente de la última laguna facultativa en serie en la primera laguna.

Aplicando la recirculación junto con la etapa de alimentación del sistema (Ilustración 3.11B) y alimentando un porcentaje del flujo de entrada en la tercera laguna, se obtiene una gran mejora cuando se doblan las cargas orgánicas. Shelef (1977) reportó que la relación de recirculación óptima se encuentra entre 1.5 y 2.5, la cual

Tabla 3.16 Cargas orgánicas permisibles en la primer laguna, cuando se aplica la recirculación (Shelef y Kanarek, 1995)

Región Dan, Israel	Relación de Recirculación (R/F)	Carga orgánica, kg DBO/(ha d)
Primavera	2.0	600
Primavera	1.0	450
Verano	2.0	400
Verano	1.5	350
Verano	1.0	280

cambia de acuerdo con las condiciones climáticas y la carga orgánica aplicada. La Ilustración 3.11C, muestra la aplicación más reciente de un sistema en serie con recirculación el cual fue instalado en Maracaibo, Venezuela en 1992.

La Tabla 3.16 muestra las cargas orgánicas recomendadas para la primera laguna, cuando se aplica recirculación.

Para maximizar las ventajas de la recirculación, una forma de alimentación en las lagunas facultativas se muestra en la Ilustración 3.12 (diseño introducido por Shelef en 1993). Con una rela-

ción de recirculación de 1.5 a 2.0, cargas orgánicas, en función del área total de las lagunas (seis lagunas), alcanza valores de 400 a 600 kg DBO/(ha d) en regiones subtropicales. Este sistema de sistemas de lagunas facultativas con recirculación tiene una excelente relación costo efectivo/eficiencia.

La Ilustración 3.13 presenta las variaciones estacionales de la cantidad de algas en las lagunas de la región Dan, Israel, con recirculación. Existe una estabilidad estacional pese a las variaciones de temperatura (de 8.8 hasta, 30.2 °C) y de la radiación solar, donde el verano es completa-

Ilustración 3.12 Etapas de alimentación de las lagunas facultativas con recirculación

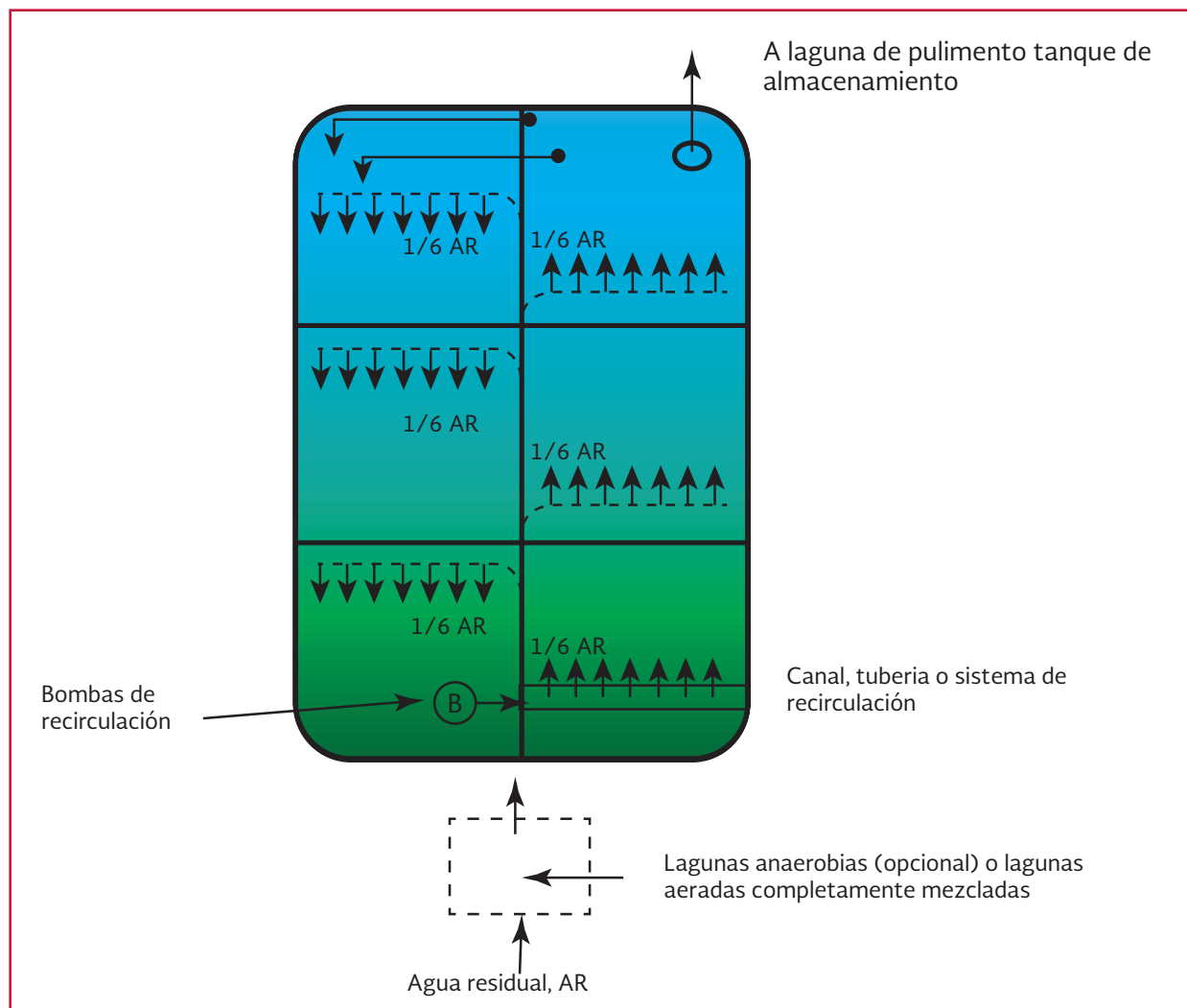
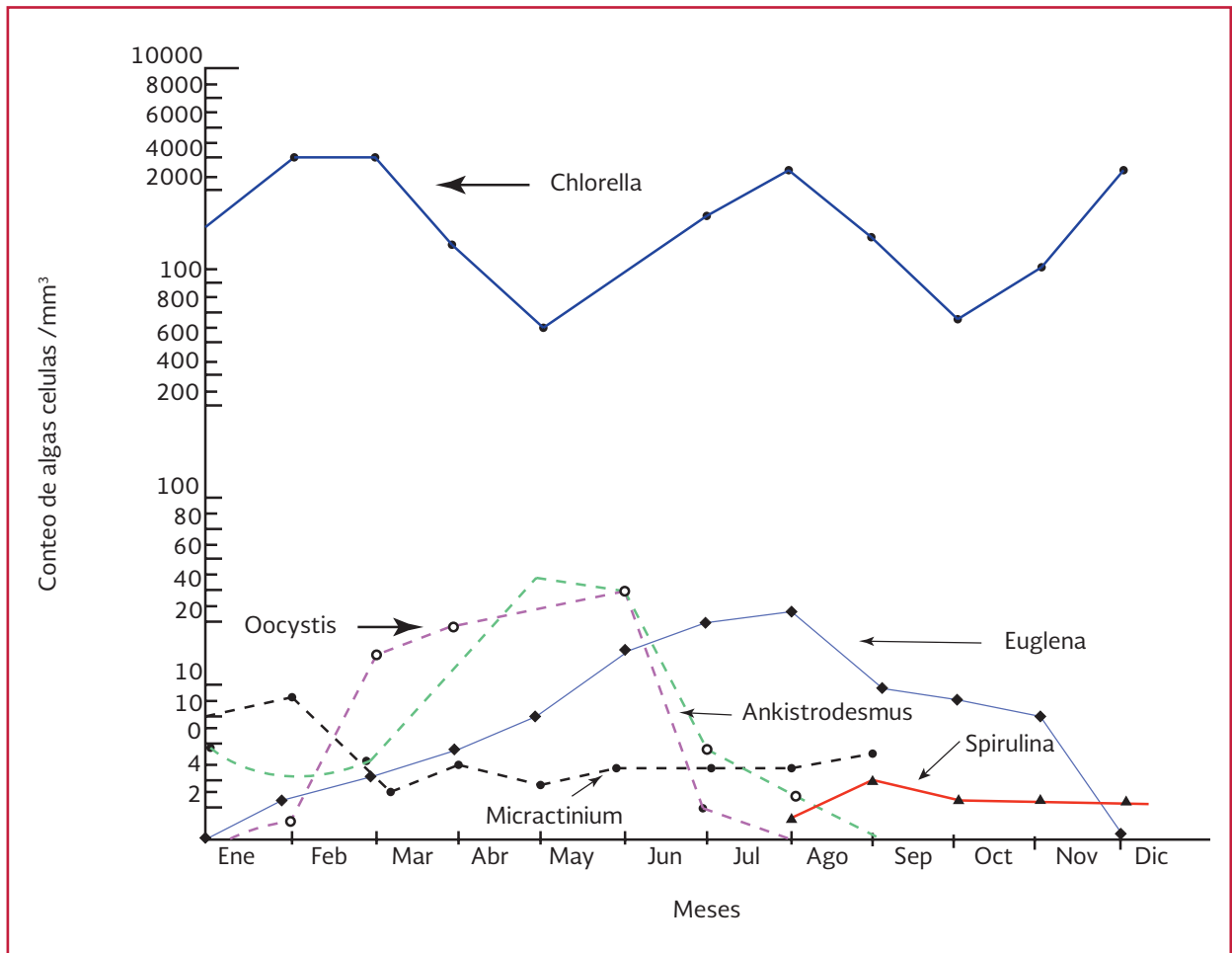


Ilustración 3.13 Conteo de algas a través del año en las lagunas de estabilización con recirculación (R/F = 1.5) de la Región Dan.



mente seco y algunas lluvias concentradas entre diciembre y marzo (aproximadamente 550 mm/año). Como se puede observar, la *Chlorella* es el alga predominante en todas las estaciones.

El efluente de las lagunas de estabilización con recirculación obviamente es rico en algas como es de esperarse de un sistema saludable. La DBO disuelta es por lo común menor de 10 mg/L, pero la concentración de la materia suspendida puede llegar a alcanzar 200 mg/L o más, asociado con una DBO total de 60 a 120 mg/L. Las lagunas de maduración o pulimento secuencial y/o almacenamiento son esenciales para obtener

una alta calidad del efluente ya que estos sistemas remueven algas por sedimentación y por la actividad de los organismos herbívoros. En la Región Dan en Israel, el efluente de la laguna es dispuesto en dunas cercanas, recargando el acuífero de manera que el agua tratada es recuperada y bombeada para riego agrícola al Sur de Israel (Shelef, 1993b en Shelef y Kanarek, 1995). Idelovitch y Michail (1985 en Shelef y Kanarek, 1995) encontraron que el paso del efluente final de un sistema de lagunas en serie a través de un suelo arenoso provee una excelente etapa de pulimento obteniendo una calidad del agua compatible con la de consumo humano.



4

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

4.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR

El pretratamiento del agua cruda no es indispensable para este tipo de sistemas. Sin embargo, es deseable contar por lo menos con mecanismos para remover sólidos flotantes grandes y arenas. El libro 22 de MAPAS, “Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales I: Pretratamiento y tratamiento primario”, aborda estos temas de manera detallada.

4.2. MEDIDORES DE FLUJO

En cualquier sistema de tratamiento es muy importante conocer el flujo que entra. En las lagunas, los dispositivos más empleados son los vertedores y los canales Parshall que no requieren equipo electromecánico, y son de fácil mantenimiento y operación. Se pueden analizar dichos mecanismos en el libro 13, “Macromedición”, de MAPAS donde se presenta el diseño y selección de estos mecanismos de medición.

4.3. FACTORES CONSTRUCTIVOS DE LAS LAGUNAS

Las lagunas se construyen generalmente por excavación del terreno natural, formando un bordo

perimetral con el fin de encerrar el área de tratamiento, evitar la aportación de escurrimientos superficiales y, en ocasiones, aumentar la capacidad de almacenamiento (Ilustración 4.1). Con frecuencia, se sobreexcava a mayor profundidad que la requerida por el proyecto ya que los depósitos naturales de suelo normalmente no tienen las características adecuadas para un desplante directo, y se debe sustituir el material sobreexcavado por uno de relleno seleccionado y bien compactado.

4.3.1. IDENTIFICACIÓN DEL SITIO

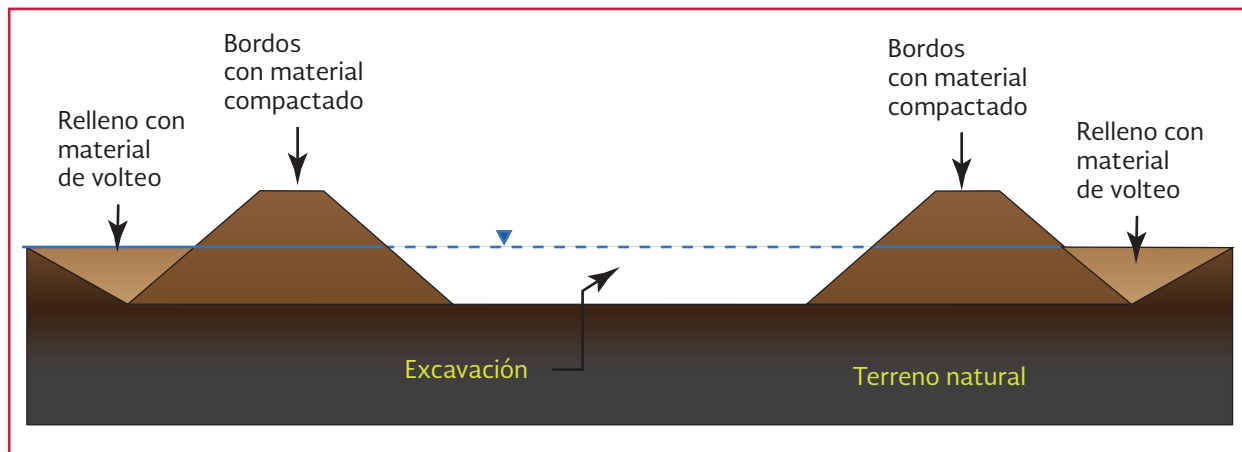
La selección del sitio para la construcción de una laguna debe tomar en cuenta:

- La capacidad de tratamiento y de almacenamiento requerida
- La necesidades de elevación (presión)
- La disponibilidad y costo del terreno

Estos requerimientos deben combinarse con las propiedades del sitio:

- Información geotécnica preliminar
- Topografía y geología
- Estudios de impacto ambiental

Ilustración 4.1 Sección transversal típica de una laguna construida por excavación y formación de bordos



La topografía y geología de la región son los factores más importantes ya que, por lo común, el sitio debe ubicarse “cerca” de la población que genera las aguas residuales pero lejos de zonas habitacionales y procurar que la descarga llegue por gravedad. El motivo de ubicarlas alejadas de centros de población es para evitar los problemas de olores que son transportados por el viento. Se recomienda, siempre que sea posible, que los sistemas lagunares se localicen a más de 500 m de las áreas residenciales y si se contemplan lagunas anaerobias, la distancia debe incrementarse a 1 kilómetro.

Cabe mencionar que, a pesar de estas recomendaciones, en muchos casos la gente vive a 100 m de las lagunas sin sufrir ningún tipo de molestia; puede considerarse, para las zonas poblacionales cercanas al sistema de tratamiento, colocar la laguna anaerobia al centro del mismo, para disminuir los efectos de olores, aunque no abate los problemas de insectos (Arthur, 1990). También, para minimizar las molestias causadas por la generación de olores desagradables, se coloca una mampara de desvío opuesta a la dirección del viento (sotavento).

4.3.2. IMPERMEABILIZACIÓN

Para evitar la contaminación de acuíferos lo principal para una laguna es que el agua no se infiltre al subsuelo. Para ello es necesario seleccionar el sitio buscando que tenga un suelo impermeable, de preferencia arcilloso, evitar áreas con fallas geológicas y lechos de río debido a los riesgos de infiltración. En caso de no ser así, deberá procederse a impermeabilizar el piso lo que puede representar el costo máximo de la construcción.

Básicamente, las técnicas para impermeabilización son tres:

- Suelos naturales y compactados
- Suelos locales mejorados con estabilizantes químicos o con la adición de suelo importados
- Revestimientos sintéticos (geomembranas)

Antes de efectuar los cálculos para determinar las necesidades de impermeabilización se requieren conocer los siguientes elementos:

- Nivel freático
- Coeficiente de permeabilidad del material poroso
- Coeficiente de permeabilidad del material que sustituirá al material poroso
- Área del nivel medio de la laguna
- Profundidad útil de la laguna
- Profundidad del nivel freático en relación con el nivel máximo de la laguna

La tasa de infiltración puede ser estimada mediante la Ecuación 4.1, que involucra la ley de Darcy para un escurrimiento de tipo laminar a través de materiales porosos:

$$Q = k_p j A \quad \text{Ecuación 4.1}$$

donde:

- Q = tasa de infiltración, m³/d
- k_p = coeficiente de permeabilidad, m/d
- J = pérdida de la carga unitaria del escurrimiento, m/m
- A = Área del nivel medio de la laguna, m²

4.3.2.1. Revestimientos con suelos compactados

Mediante los análisis geotécnicos se conoce el tipo de suelo y el grado y método de compactación que se utiliza. Los mejores suelos son las arcillas del tipo montmorilonítico (naturales) o bentónico (artificiales), debido a su composición química. El coeficiente de permeabilidad para arcillas no alteradas (impermeabilizadas) varía de 10⁻⁹ a 10⁻⁷ cm/s. Los silicoaluminatos de sodio son inestables en presencia de radicales oxhidrilos (OH) del agua con los que reaccionan fácilmente soltando el sodio Na⁺ y tomando el OH. Esto hace que se saturan de agua y sellan las fugas que pudieran existir, o bien, que re-

duzcan en gran medida la permeabilidad del suelo local. Su problema radica en que son difíciles de manejar en estado puro así como de acomodar y de compactar, requiriendo siempre espesores importantes de aproximadamente 50 cm por capa.

Algunos limos plásticos también son usados con el fin de lograr impermeabilizaciones aunque su permeabilidad es mayor que la de las arcillas (del orden de 10⁻⁸ cm/s). Los limos tienen la ventaja de ser fácilmente compactables y no se agrietan con la facilidad que lo hacen las arcillas, sobre todo al ser sometidas a cambios en su contenido de humedad.

La impermeabilización de una laguna con suelo compactado y fino es una técnica delicada que requiere un buen conocimiento de las propiedades de los suelos y un riguroso control de calidad. El revestimiento debe combinar varias propiedades:

- Baja permeabilidad
- Estabilidad a los gradientes fuertes a los que se encuentra sometido y
- Resistencia a la erosión.

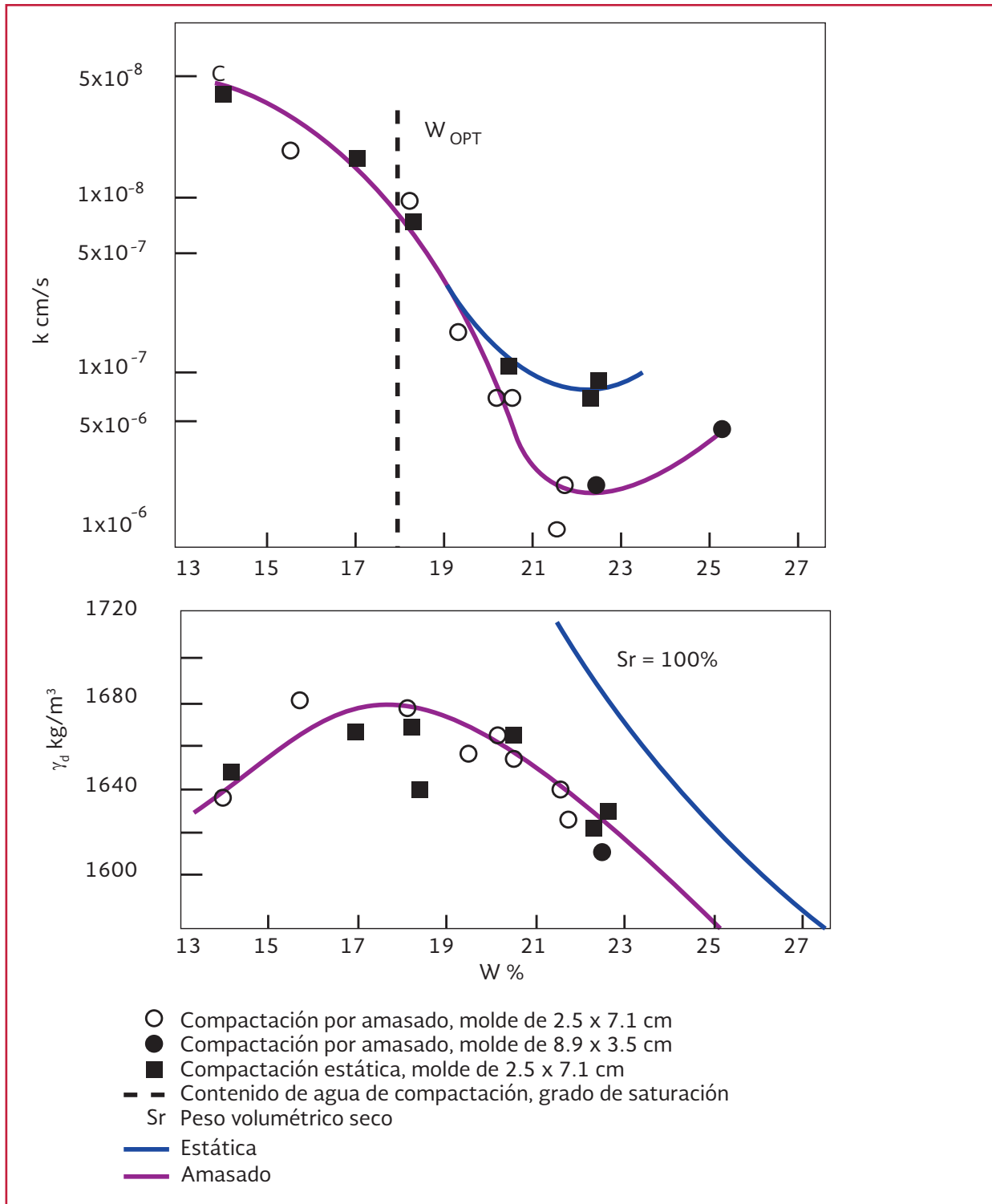
Si además la laguna debe vaciarse periódicamente, el material deberá presentar una gran estabilidad volumétrica para evitar el agrietamiento por secado o en su defecto, debe de protegerse adecuadamente.

En realidad la permeabilidad de los suelos finos no es una característica inherente sino que depende físicamente de su estructura. Para suelos compactados, la permeabilidad varía considerablemente con el contenido de agua y el método de compactación. Lo anterior se aprecia claramente en la Ilustración 4.2 donde se observa

que el coeficiente de permeabilidad disminuye hasta en varios órdenes de magnitud si la compactación se realiza con un contenido de agua superior al óptimo Proctor; lo anterior se debe a

que, cuando el material se compacta en el lado seco respecto al óptimo Proctor, las partículas de arcilla forman flóculos o grumos que oponen una alta resistencia al rearrreglo durante la com-

Ilustración 4.2 Influencia del método de compactación en la permeabilidad de una arcilla limosa



pactación y dan lugar a una estructura con una alta proporción de poros grandes. Para contenidos de agua altos, los grumos se debilitan y los poros grandes tienden a desaparecer. Por tanto, para reducir eficientemente la permeabilidad, es más importante dar al suelo una estructura adecuada que tratar de disminuir su porosidad. Sin embargo, la tasa de percolación puede ser reducida a través de la sustitución del material poroso por una cama de arcilla homogénea bien compactada. El método de compactación también interviene siendo mejor el amasado que el estático.

4.3.2.2. Selección del material

En la Tabla 4.1 presenta diferentes tipos de suelos de acuerdo con sus propiedades más rele-

vantes desde el punto de vista de su uso como revestimiento.

Para la impermeabilización natural se puede afirmar que existen dos opciones: emplear un material fino plástico poco permeable y protegerlo con otro material contra la erosión y el secado o elegir un material natural (o una mezcla) que combine, en la medida de lo posible, todas las propiedades deseables. Para la primera opción, debe verificarse que se cuenta con un banco de préstamo de material arcilloso adecuado. Las arcillas de baja compresibilidad presentan la ventaja de ser más estables volumétricamente y más manejables que las de alta compresibilidad. Además, si se les da una estructura adecuada, se puede considerar que ambos materiales tienen permeabilidades semejantes para fines prácticos.

Tabla 4.1 Propiedades físicas de los suelos en relación con su uso para impermeabilización de lagunas

Nombre típico de grupos de suelos (SUCS)	Símbolo grupo	Propiedades de los suelos			Uso como revestimiento	
		Permeabilidad	Resistencia al corte	Peso volumétrico Compactado	Resistencia a la erosión	Revestimiento de suelo compactado Impermeable
Gravas y mezclas de arena y grava, bien graduadas, poco o nada de finos.	GW	14	16	15	2	-
Gravas y mezclas de arena y grava, uniformes, poco o nada de finos	GP	16	14	8	3	-
Grava limosa, mezclas uniformes de grava, arena y limo.	GM	12	10	12	5	6
Grava arcillosa, mezclas uniformes de grava, arena y arcilla	GC	6	8	11	4	2
Grava con cementante de arena-arcilla	GW-GC	8	13	16	1	1
Arena y arena con grava, bien graduada, poco o nada de finos	SW	13	15	13	8	-
Arena uniforme, arena con grava, poco o nada de finos	SP	15	11	7	9 (gruesa)	-
Arena limosa, mezclas uniformes de arena y limo	SM	11	9	10	10 (gruesa)	7 erosión crítica
Arena arcillosa, mezclas uniformes de arena y arcilla	SC	5	7	9	7	4
Arena con cementante arcilloso	sw-sc	7	12	14	6	3

Tabla 4.1 Propiedades físicas de los suelos en relación con su uso para impermeabilización de lagunas (continuación)

Nombre típico de grupos de suelos (SUCS)	Símbolo grupo	Propiedades de los suelos			Uso como revestimiento	
		Permeabilidad	Resistencia al corte	Peso volumétrico Compactado	Resistencia a la erosión	Revestimiento de suelo compactado Impermeable
Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas, limosas o arcillosas con ligera plasticidad	ML	10	5	5	-	8 erosión crítica
Arcillas inorgánicas de baja a mediana plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas poco plásticas.	CL	3	6	6	11	5
Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad	OL	4	2	3	-	9 erosión crítica
Limo inorgánico, suelos finos arenosos o limosos micáceos o diatomáceos limos plásticos	MH	9	3	2	-	-
Plasticidad, "fat clays"	CH	1	4	4	12	Cambio volumétrico crítico
Arcillas orgánicas de mediana a alta plasticidad	OH	2-	1			
Turba y otros suelos altamente orgánicos	Pt	10	-			

Si se opta por la segunda opción, los materiales más adecuados son las gravas con matriz areno-arcillosa o en su defecto, las gravas arcillosas. El contenido de arcilla debe ser suficientemente alto y uniforme por si se presenta segregación local, el porcentaje de arcilla no llegue a ser en ningún punto inferior a 15 por ciento.

El espesor del revestimiento debe ser suficiente para garantizar la continuidad del mismo y evitar que se encuentre sometido a un gradiente hidráulico excesivo. No es recomendable un espesor in-

ferior a 30 cm ni un gradiente superior a 10 cm, especialmente en materiales mal granulados.

4.3.2.3. Compactación del material

Por los motivos expuestos en el apartado anterior, es conveniente compactar el material seleccionado con un alto contenido de agua para reducir la permeabilidad. Si se quiere bajar la permeabilidad al mínimo, el contenido de humedad requerido puede ser hasta de 5 o 6 por

ciento superior al óptimo Proctor. Para evitar que existan zonas locales más permeables en el revestimiento es necesario que los materiales de los bancos de préstamo sean preparados previamente a su colocación. La preparación consiste en darles el contenido de agua adecuado, homogeneizarlos por mezclado y dejarlos curar para que el contenido de agua se uniformice por difusión. El tiempo de curado debe fijarse para cada material mediante muestreos de control. Un tiempo del orden de tres a seis días resulta generalmente suficiente.

4.3.2.4. Colocación

Si se pretende lograr la mínima permeabilidad, los equipos tradicionales de compactación como rodillos “pata de cabra” o neumáticos pueden resultar inadecuados al atascarse debido al alto contenido de agua del material. Teniendo en cuenta que no se busca un alto grado de compactación sino dar al suelo una estructura adecuada, puede ser preferible recurrir a un equipo ligero (por ejemplo tractor agrícola) para formar una capa de suelo remoldeado, de espesor uniforme. Es convenientemente, que el revestimiento se construya por capas de no más de 20 cm de espesor cada una.

Antes de iniciar la colocación, es necesarioregar abundantemente el terreno natural para evitar que absorba el agua del suelo compactado. En el control de calidad de la colocación debe ponerse énfasis en la verificación del porcentaje de finos, contenido de agua y plasticidad de los mismos así como del espesor de la capa.

4.3.2.5. Protección

La protección de los revestimientos de suelos finos a base de material granular, suelo-cemento o concreto asfáltico debe instalarse lo más rápido posible. Durante el lapso que separa la colocación del revestimiento de la instalación de la protección, el contenido de agua del suelo debe mantenerse constante por riego.

En especial para arcillas, el material de protección puede ser una grava-arena, de preferencia bien graduada, con tamaños suficientes para resistir en su caso el arrastre de las corrientes que pueden existir dentro de las lagunas, en particular cerca de la descarga y de la zona de bombeo. El suelo compactado puede también protegerse con una capa de suelo-cemento o de concreto asfáltico.

4.3.2.6. Suelos locales mejorados con estabilizantes químicos o con la adición de suelos importados

Se ha observado que el sellado natural de una laguna puede ocurrir por alguno de los mecanismos siguientes:

- Taponamiento físico de los vacíos del suelo por sólidos sedimentados
- Taponamiento químico de los vacíos del suelo por intercambio iónico
- Taponamiento biológico y orgánico por crecimiento microbiano en el fondo del estanque

Varios productos químicos que se mezclan con el suelo han sido usados con grados de éxito muy variables para sellar lagunas. Los cationes monovalentes (iones de sodio, potasio y amonio) disminuyen químicamente la porosidad del suelo al reemplazar los cationes polivalentes cálcicos. Se ha encontrado que la impermeabilización química puede ser efectiva en suelos con un mínimo de 8 por ciento de arcilla y de 10 por ciento de limo. Las sales que se usan con más frecuencia para el sellado químico son los polifosfatos de sodio (pirofosfato tetrasódico o tripolifosfato sódico), el carbonato de sodio y el cloruro de sodio. Debido a la compleja y variable composición química de los suelos, los tratamientos de esta naturaleza solamente deben aplicarse después de un estudio de laboratorio que demuestre su efectividad; se trata en realidad de una técnica incipiente.

Una segunda categoría de productos químicos está constituida por los aditivos que se agregan al agua para reducir las filtraciones. Algunos de estos productos a base de polímeros, aumentan la atracción iónica de las partículas del suelo hacia el agua, con lo que se incrementa el diámetro efectivo de las mismas y se reducen las dimensiones de los poros. Otros son emulsiones de cera que forman una membrana delgada en el fondo. Estos productos permiten reducir pero no eliminar las filtraciones. Sus principales atractivos son su bajo costo y la posibilidad que ofrecen de corregir en cierta medida los problemas de filtración sin tener que vaciar la laguna.

Las arcillas altamente expansivas, tales como la bentonita, pueden reducir efectivamente la permeabilidad del suelo natural al humedecerlo. La bentonita es una arcilla montmorillonítica sódica que exhibe un alto grado de expansividad, permeabilidad y baja estabilidad en presencia de

agua. Para revestir lagunas artificiales es posible dejar decantar una suspensión de bentonita en agua o mezclar la bentonita en seco con el suelo natural o con arena, previamente al llenado. También puede aplicarse sobre una cama de grava para sellar los huecos entre partículas o enterrarse bajo una capa protectora de suelo. El comportamiento de los revestimientos de bentonita depende en gran parte de la calidad de las mismas. Algunos depósitos de bentonita pueden contener algo de arena, limo y arcilla como impurezas. La bentonita finamente molida es generalmente más adecuada para el revestimiento que la bentonita de greda. Por lo general, la bentonita debe tener un contenido de agua inferior a 20 por ciento. Esto resulta especialmente importante para membranas delgadas. La bentonita de mala calidad se deteriora rápidamente en presencia de aguas duras y tiende a erosionarse por efecto de corrientes y oleaje. Durante el primer año puede presentarse agrietamiento de la membrana por asentamiento al saturarse la subrasante. Los revestimientos de bentonita deben generalmente colocarse a mano, lo que implica un alto costo.

No debe esperarse que la bentonita colocada simplemente sobre la superficie del terreno dure más de 2 o 4 años. Las capas de bentonita enterradas pueden tener una durabilidad mayor. Actualmente, existen en el mercado paneles prefabricados de bentonita que, diseñados originalmente para impermeabilizar cimentaciones, se han usado también para lagunas.

4.3.2.7. Revestimientos sintéticos

Las membranas sintéticas, también conocidas como geomembranas, llegan a proporcionar permeabilidades hasta del orden de 10^{-13} cm/segundo.

Al usar geomembranas sintéticas se busca generalmente eliminar totalmente las filtraciones. Así, quizá más que las propiedades en sí del material sintético, la instalación de la membrana es primordial. En efecto, un desgarre o defecto local puede conducir a filtraciones importantes, aun si el terreno subyacente es poco permeable.

Selección del tipo de geomembrana

Existen, una gran variedad de membranas sintéticas, las que se pueden dividir en los siguientes grandes grupos por su fabricación:

- De plásticos (PVC, PAD y poliamida)
- De elastómeros (butilo, neopreno, etilpropileno-terpolimero, etilenopropileno-dienomonómero y etilenovinilacetato)
- De bentonita y geotextil

El primer requisito para la selección de una geomembrana es su resistencia química. Se debe considerar para el tratamiento de aguas municipales, una vida útil de 20 años. Así, por su resistencia las membranas de PAD (polietileno de alta densidad) son las preferidas.

La selección del tipo de membrana para una obra particular debe tomar en cuenta múltiples factores. Los principales criterios de selección en orden decreciente de importancia son:

1. Alta resistencia a la tensión, flexibilidad y elongación sin falla
2. Resistencia a la abrasión, al punzonamiento y a los efectos de agua de desecho
3. Buena resistencia al intemperismo
4. Inmunidad al ataque de bacterias y hongos
5. Densidad > 1.0
6. Color: Negro (para resistir la acción de los rayos ultravioletas)

7. Espesor mínimo : 0.4 mm
8. Composición uniforme y ausencia de defectos físicos
9. Resistencia variaciones de temperatura y a condiciones ambientales
10. Reparación fácil
11. Economía

Esta lista tiene solamente valor indicativo y puede variar de una obra a otra. Las membranas terminadas pueden tener diferentes estructuras. Para evitar los orificios debidos a defectos de fabricación, las membranas gruesas se obtienen frecuentemente superponiendo varias hojas, intercalando entre ellas una o dos telas de refuerzo (Ilustración 4.3). Este refuerzo aumenta la resistencia a la tensión de la membrana, facilita su manejo y los empalmes. Sin embargo, las razones más importantes para reforzar con tela son las siguientes:

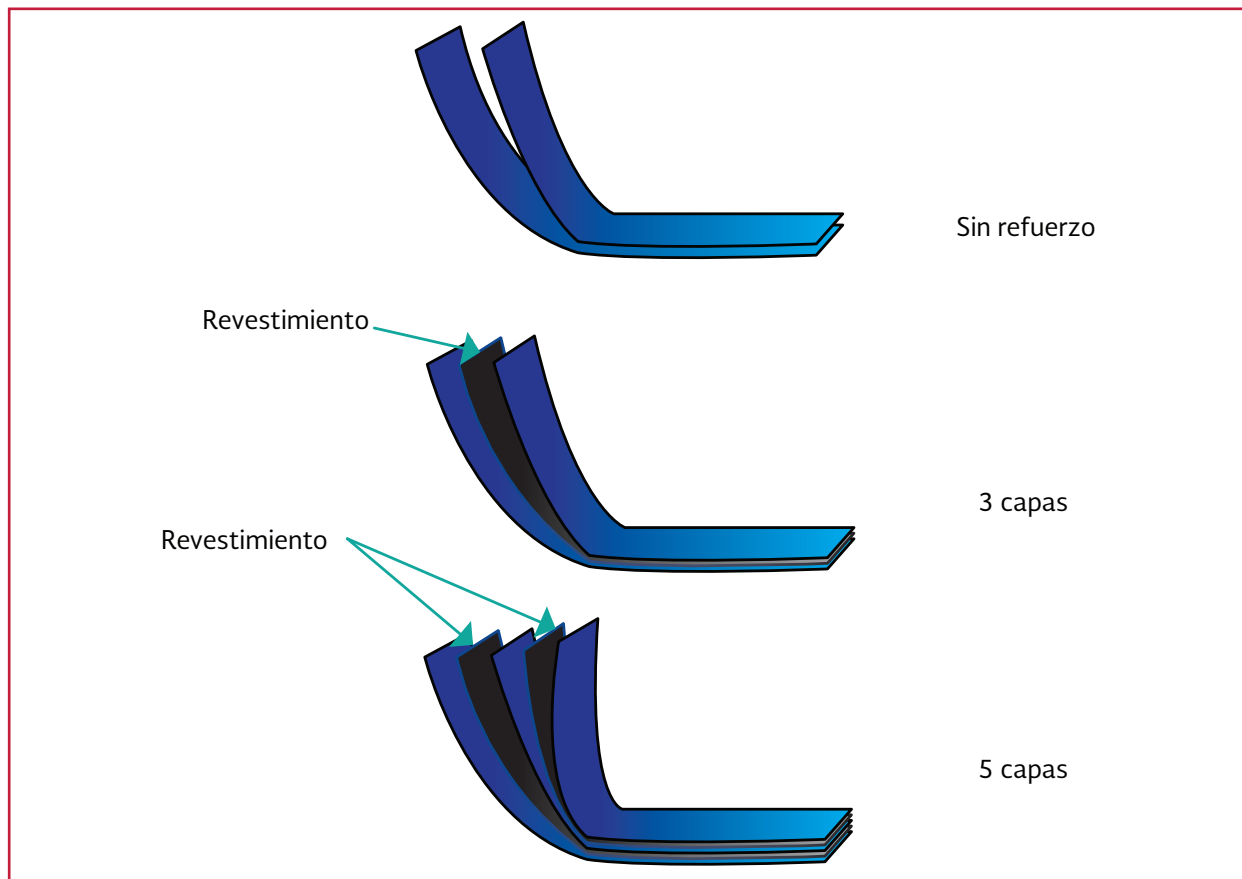
- Estabilidad en el punzonamiento
- Estabilidad contra el encogimiento
- Mayor resistencia al desgarre

Las telas de refuerzo que tienen más aceptación son a base de algodón, yute, poliéster y fibra de vidrio. Aunque el nylon tiene algunos inconvenientes sigue siendo el material más aceptado; su principal atractivo está en su fácil disponibilidad y en su resistencia a soluciones acuosas y organismos del suelo. Como desventajas deben mencionarse su baja resistencia a las soluciones diluidas y a la luz solar, y su falta de adherencia a cualquiera de los polímeros.

Instalación

Los principales aspectos a cuidar para la instalación de revestimientos sintéticos en lagunas artificiales se analizan en los siguientes puntos.

Ilustración 4.3 Fabricación típica de membranas



Preparación del sitio. Las membranas deben colocarse sobre una superficie tersa ya sea de concreto, concreto lanzado, concreto asfáltico o suelo; en este último caso, es necesario remover todas las ramas afiladas, piedras y escombros, tanto en el fondo o a los lados de la instalación o recubrirlos con suelo fino (arena fina o limo). Las zonas donde crezca el pasto deben limpiarse. De preferencia el área que se va a cubrir debe nivelarse y compactarse con rodillo y plancha para reducir las concentraciones de esfuerzos en la membrana. En instalaciones críticas para evitar daños a la membrana impermeable esta se apoya sobre un fieltro de poliéster o polipropileno.

Colocación de la geomembrana. Las geomembranas se fabrican directamente en planta y se transportan, confeccionadas del tamaño requie-

rido; cuando abarcan una gran extensión no pueden ser ensambladas en planta y se transportan al sitio en los tramos más grandes posibles, en donde se unen generalmente por termosoldado. Las membranas sintéticas impermeables se embarcan dobladas como acordeón en ambos sentidos para poder extenderse fácilmente en la dirección longitudinal y después a lo ancho.

Inicialmente, se coloca una primera sección sobre el talud del borde, o de la berma perimetral para que uno de sus extremos se pueda enterrar en la zona de anclaje, antes de que el resto se desdoble hacia abajo del talud. A continuación se coloca la segunda sección junto a la primera y se desdobra en forma tal que las dos se puedan unir hasta cubrir el área total necesaria. Para unir los tramos entre sí es recomendable

emplear una plataforma de trabajo que puede ser un tablón de 2.5 cm de espesor, 25 cm de ancho y 610 cm de largo colocado directamente en el terreno sobre suelo seco o sobre soportes en terreno húmedo. Los dos bordes del revestimiento, que se van a unir se traslapan a lo largo del centro de la línea del tablón y se alinean con la ayuda de dos trabajadores, quienes dejan libre el área de polvo, tierra o humedad mediante un trapo o un cepillo. Las juntas entre secciones de membranas pueden hacerse recurriendo a diferentes técnicas. Las uniones realizadas en planta son más confiables que las efectuadas en campo donde no existen las condiciones óptimas para hacer este trabajo. Siempre debe buscarse minimizar el número de juntas; los principales métodos empleados para la unión de juntas en la actualidad son:

- Dieléctrico
- Térmico
- Con solvente
- Con adhesivos

Si se usa el sistema de unión con solvente adhesivo, la membrana debe estar totalmente seca. Se tensa ligeramente el área mientras que un trabajador inyecta el solvente adhesivo entre las dos membranas preparadas usando envases flexibles. No es necesario ni deseable arremangar el borde superior de la membrana. Inmediatamente después de aplicar el solvente adhesivo, se aplica presión con la mano o con un rodillo de acero transversal a la junta. Si alguno de los bordes no selló se debe repetir la aplicación del adhesivo hasta unir completamente ambos bordes.

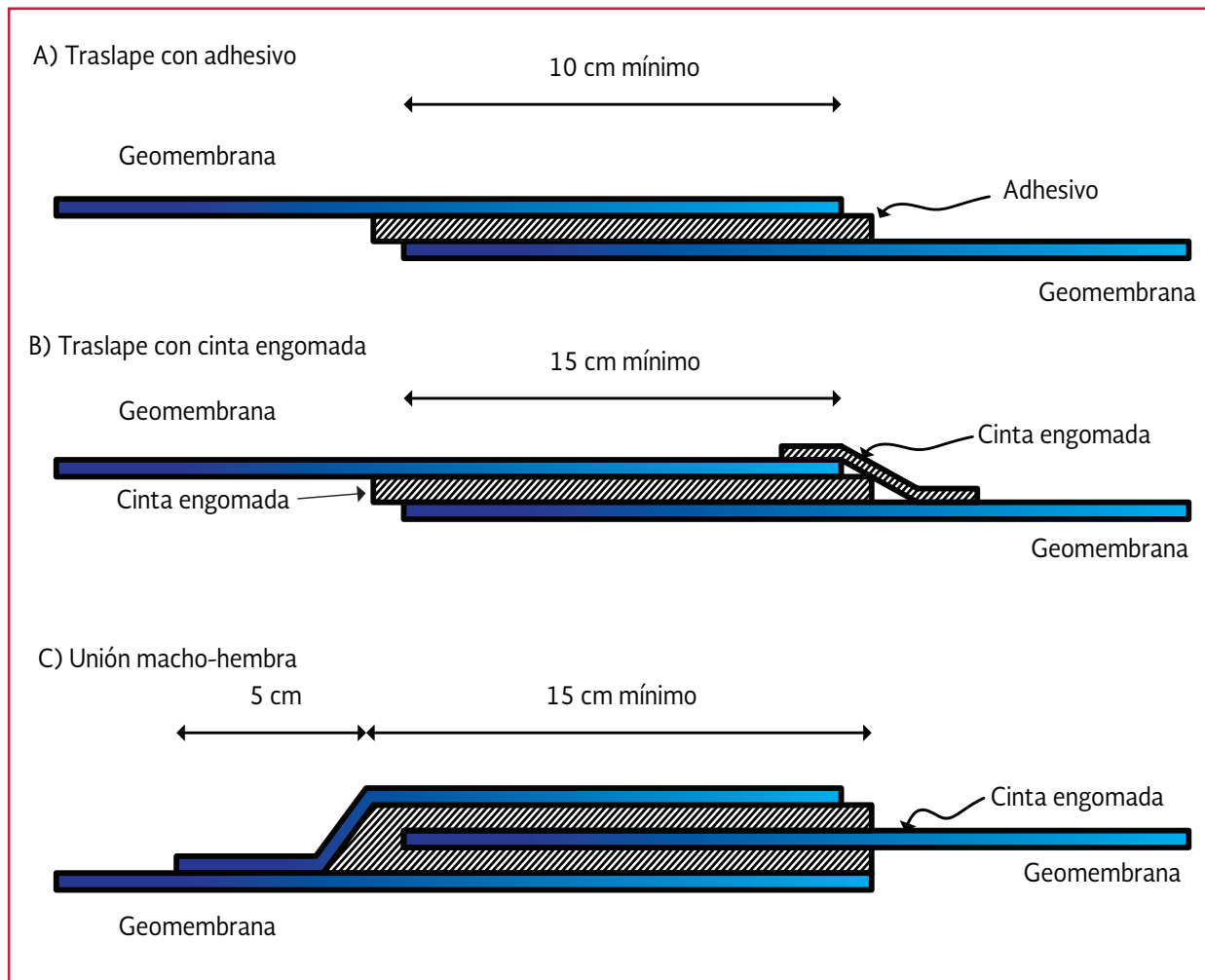
Se desplaza entonces hacia adelante el tablón para sellar la siguiente zona (a veces se amarra una cuerda al extremo frontal del tablón para poder jalarlo hacia adelante); después de com-

pletar la unión, el solvente adhesivo habrá sellado la unión eficientemente para que se pueda desdoblar un nuevo tramo en todo su ancho para colocar y sellar otra sección. Generalmente la resistencia al corte se desarrolla entre 5 a 15 minutos, pero la resistencia final al desprendimiento solamente se alcanza en varios días hasta que el solvente se evapora (Ilustración 4.4). Las uniones deben inspeccionarse cuidadosamente después de transcurrida la primera media hora o más tarde con el fin de detectar y resellar cualquier hueco que aparezca en la junta y en particular las clásicas "bocas de pescado" que se producen por tensiones diferenciales entre los bordes opuestos a las juntas.

Las operaciones de colocación de las membranas no deben realizarse cuando sopla viento debido al peligro de movimiento y desgarre de las membranas. Si el viento se presenta durante la instalación, es indispensable lastrar el revestimiento de inmediato. Para ello es recomendable preparar un número suficiente de sacos de arena.

Subdrenaje. El fluido que puede llegar a acumularse detrás de una membrana impermeable por alguna discontinuidad de la misma, por infiltración del agua de lluvia o de otras fuentes, puede ocasionar múltiples problemas. Una solución a esto es mediante una doble impermeabilización, la cual es muy onerosa y solamente se justifica si el fluido almacenado es altamente contaminante o si se ha detectado un problema geotécnico potencial de importancia (Ilustración 4.5). Otra opción más simple, consiste en: colocar el revestimiento sobre una capa de concreto asfáltico poroso que canaliza el fluido interceptado hacia un sistema de drenaje. Otra alternativa consiste en usar material granular, recubierto como suelo fino compactado o con geotextil en vez de concreto asfáltico. En ambos casos, la subrasan-

Ilustración 4.4 Empalmes con distintos sistemas adhesivos



te debe estar constituida por una capa de suelo compactado semipermeable eventualmente recubierta con un riego asfáltico. Estos sistemas no recolectan la totalidad de las filtraciones pero permiten detectarlas si son importantes y evitan el desarrollo de subpresiones bajo el revestimiento en caso de vaciado de la laguna.

Protección. Las membranas delgadas son sensibles a la radiación solar, a daños mecánicos o al vandalismo por lo que deben recubrirse con una capa de suelo. En los taludes debe colocarse una capa de suelo permeable (grava) contra la erosión. Para poder mantener en su lugar tan-

to la membrana como los taludes de suelo y la capa de grava es necesario que la pendiente no sea mayor de 3:1. En taludes más pronunciados puede usarse concreto para fines de protección.

Anclaje. El anclaje de la membrana en la parte superior del talud puede ser formal o rústico. Un sistema formal de anclaje consta de remos de fijación de 12 mm separados de 15 a 30 mm y una barra de anclaje de 6.3 x 51 mm en sección transversal. Por lo regular, la barra es una aleación de aluminio, aunque también se usa acero galvanizado y acero inoxidable; estos productos no presentan problemas de corrosión.

Ilustración 4.5 Subdrenaje en un sistema de doble impermeabilización

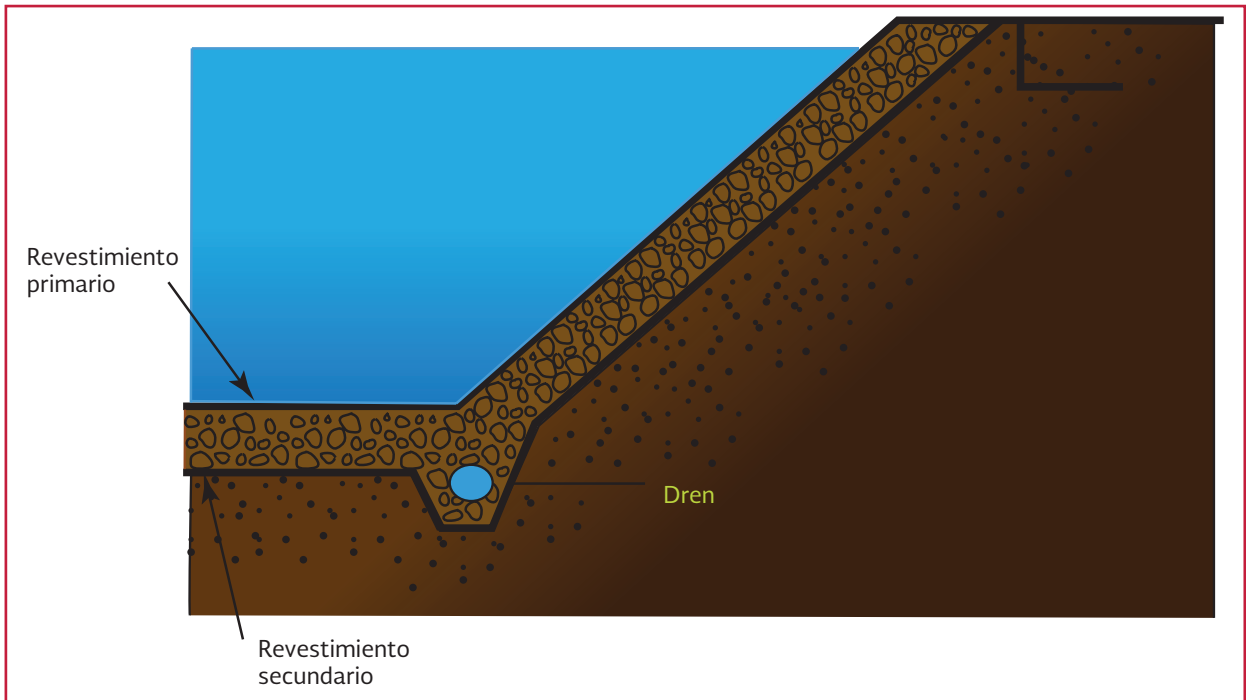
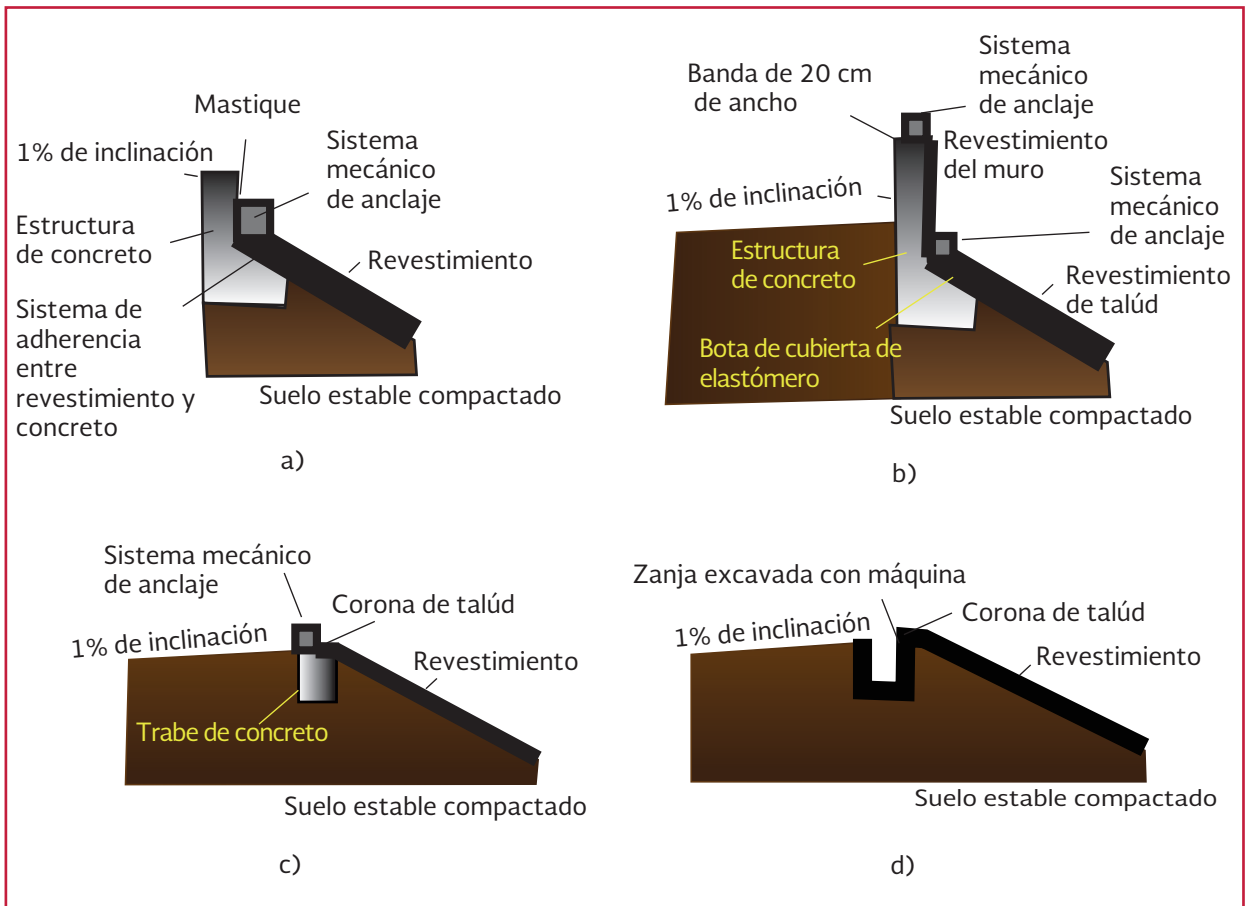


Ilustración 4.6 Esquemas típicos de anclaje de recubrimientos sintético



Los pernos se colocan en el concreto del deflector de olas (Ilustración 4.6a) o se cuela en una trinchera una viga de por lo menos 15 mm de ancho, con una sola varilla de refuerzo contra el agrietamiento (Ilustración 4.6b). En el quiebre de la corona con el talud es recomendable colocar una tira de protección de 30 cm de ancho aproximadamente entre el revestimiento y el concreto, como protección contra rasgaduras por los bordes afilados o por la propia de la viga.

El anclaje rustico se hace excavando una zanja adyacente a la corona del talud de sección transversal en forma de V. La profundidad de la zanja varía entre 30 y 40 cm. que es suficiente para soportar cualquiera de los sistemas de revestimiento (Ilustración 4.6c y d). Después de colocar la membrana se rellena la zanja con el suelo excavado compactándolo ligeramente.

Sellos. En las estructuras de toma y descarga, y en otros puntos donde se tenga que atravesar el revestimiento, los sellos se consiguen de dos formas. La primera consiste en hacer el sellado en el plano del revestimiento (Ilustración 4.7a). la segunda, recurre a una funda para tubo (Ilustración 4.8), a la cual se fija una brida fabricada por uno de los métodos de junteo en planta. En el campo, esta brida se adhiere al material base del revestimiento en el punto donde el tubo sobresale del mismo. Los tubos de toma y/o descarga se introducen generalmente en el almacenamiento a través de una pequeña estructura de concreto.

Principales fallas. Las lagunas impermeabilizadas son obras vulnerables y sujetas a numerosos mecanismos de falla parcial o total. En la Tabla 4.2 se presenta una clasificación resumida de dichos mecanismos. Esta Tabla muestra que son

muchos los aspectos que hay que cuidar para lograr una instalación exitosa.

4.3.3. FORMA Y NÚMERO DE LAS LAGUNAS

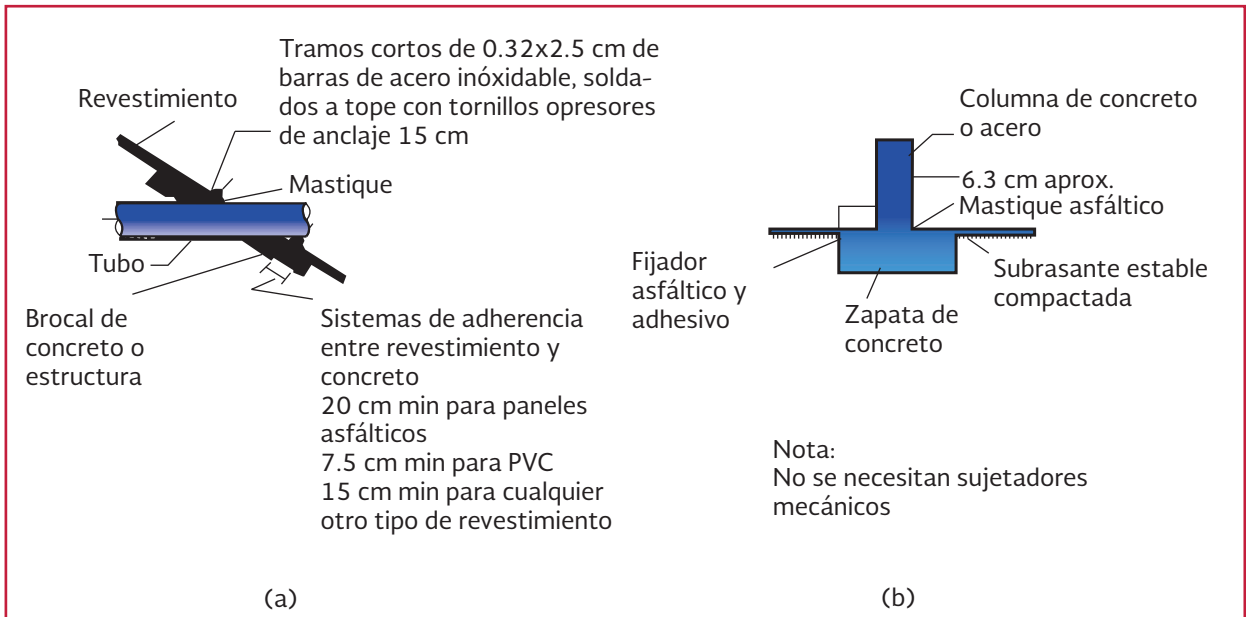
Aun cuando la forma superficial de la laguna puede ser cualquiera, lo común es que sea de una geometría simple (rectangular o cuadrada), con las esquinas redondeadas para permitir el uso de maquinaria pesada y facilitar la construcción. Lo ideal es que la relación ancho/largo de la laguna sea lo mayor posible para asegurar que el funcionamiento hidráulico corresponda a un régimen de flujo tipo pistón o “j” reactores en serie, además de evitar los atajos del flujo o las zonas muertas. La forma rectangular con una relación de 2:3 es la más común, debido a la dificultad que existe para construir una laguna muy larga. Para imitar el flujo pistón, se divide el área en varias secciones por medio de mamparas (Ilustración 4.9). Las lagunas se deben construir con su mayor dimensión paralela a la dirección del viento predominante, de tal forma que se aproveche el mezclado.

Con respecto al número de lagunas, este se puede aumentar de manera que sea más efectiva la depuración y se tenga una aproximación del flujo pistón. En promedio, los sistemas lagunares tienen de 3 a 4 lagunas en serie.

4.3.4. DISEÑO DE BORDOS

El aspecto más relevante para la construcción de las lagunas de estabilización es la formación de bordos que suelen diseñarse con las técnicas para presas pequeñas; los principales aspectos del diseño son:

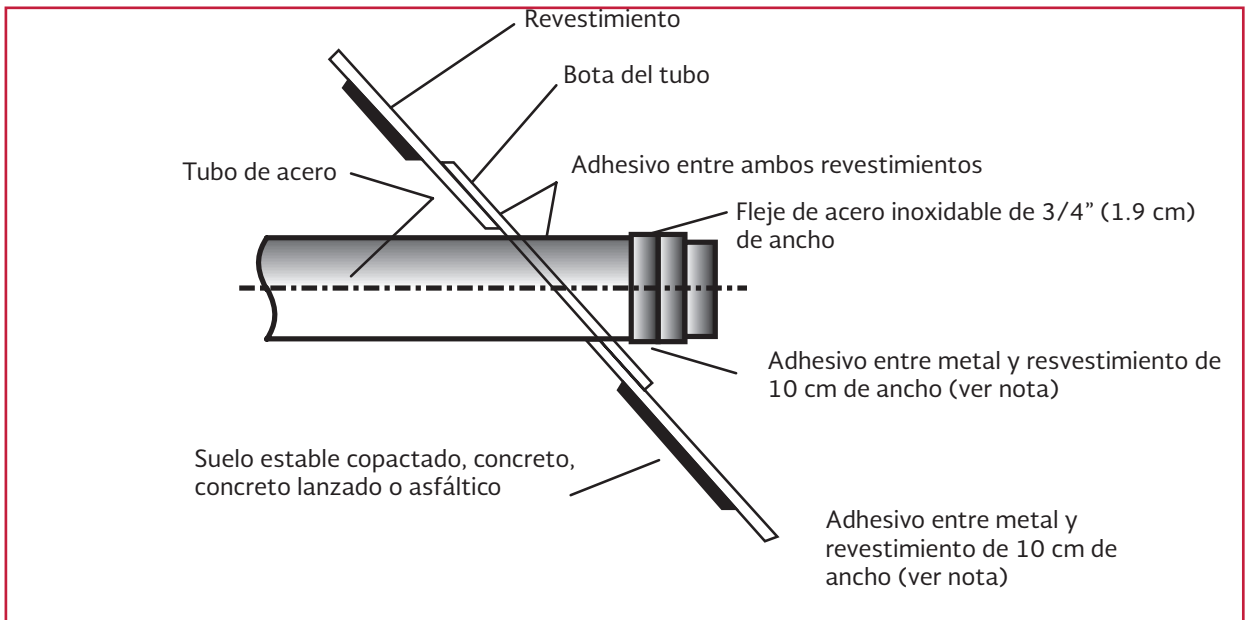
Ilustración 4.7 a) Sello en tubería atravesado taludes, para todo tipo de revestimiento; b) Sello en columna de piso para revestimiento a base de paneles asfálticos y columnas



Nota Figura A): En lugar del anclaje en mostrado, en el caso del revestimiento a base de paneles asfálticos, se pueden usar pernos hincados a golpes atravesando discos metálicos de 5 cm de diámetro mínimo x 0.16 cm de espesor de acero galvanizado, separados 15 cm y sellados con mastique.

Nota Figura B): no se necesitan sujetadores mecánicos

Ilustración 4.8 Detalle de la bota del tubo para todo tipo de revestimiento, excepto paneles asfálticos



Nota: El tubo se deberá limpiar perfectamente en la zona de aplicación de adhesivo.

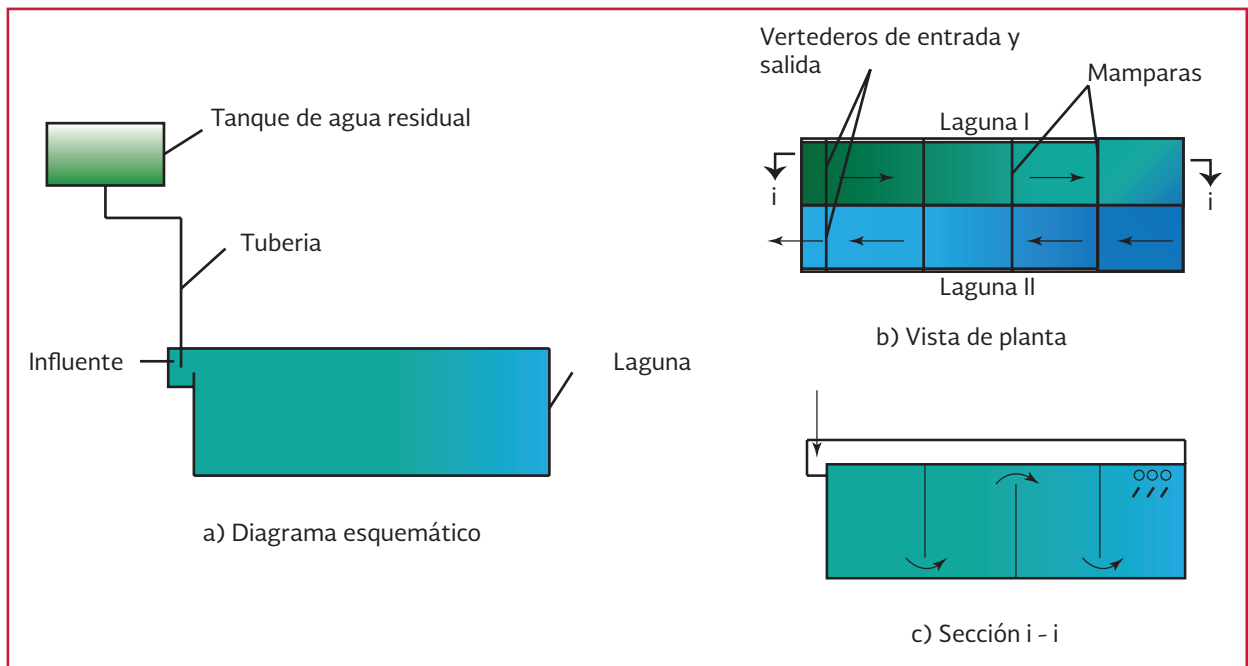
Tabla 4.2 Principales aspectos a cuidar durante la instalación

Problemas en las estructuras de apoyo	
Subdrenes	Taponamiento, rupturas
	Compactación
	Textura
	Oquedades
	Asentamientos
	Huecos y grietas
Sustrato	Agua freática
	Arcillas expansivas
	Gases
	Bombeo por oleaje
	Estabilidad de anclajes
	Lodo
	Obras complementarias
Problemas de operación	Cavitación
	Impacto
	Manteniendo de limpieza
	Subpresión
	Vandalismo
Problemas en los revestimientos	
Dificultades mecánicas	Juntas de sellado de campo
	Bocas de pescados
	Sellos con la estructura
	Punteo de la membrana
	Porosidades
	Agujeros
	Agujeros microscópicos
	Resistencias al desgarramiento
	Resistencias a la tensión
	Roedores, otros animales
	Insectos
	Crecimientos de algas
Clima:	Intemperismo en general
	Viento
	Contaminación por oxidantes
	Erosión por oleaje
	Actividad sísmica

- Selección del material
- Estabilización de taludes
- Bordo libre
- Ancho de la corona

- Cimentación
- Filtros y drenes
- Geometría de los bordos
- Protección contra oleaje y erosión

Ilustración 4.9 Modelo de una laguna de estabilización en serie y con mamparas



4.3.4.1. Selección del material

El bordo puede construirse con muy diversos materiales. Si el suelo excavado es de calidad adecuada, el material extraído puede emplearse. Cuando no es el caso, se debe usar material de bancos de préstamo lo que incrementa el costo de la obra. Si la laguna va a ser impermeabilizada con un revestimiento continuo, el material puede ser incluso permeable. Para bordos sin revestimiento impermeable, los materiales deben seleccionarse tomando en cuenta su clasificación dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), para la impermeabilización natural se puede afirmar que existen dos opciones: emplear un material fino plástico poco permeable y protegerlo con otro contra la erosión y el secado, o elegir un material natural (o una mezcla) que combine, en la medida de lo posible, todas las propiedades deseables. Para la primer opción, debe verificarse que se cuenta con un banco de préstamo de material arcilloso adecuado. Las arcillas de baja compre-

sibilidad presentan la ventaja de ser más estables volumétricamente y más manejables que las de alta compresibilidad. Además, si se les da una estructura adecuada, se puede considerar que ambos materiales tienen permeabilidades semejantes para fines prácticos y su correspondiente susceptibilidad a diferentes procesos que pueden afectar el comportamiento del bordo en particular la erosión y el agrietamiento. Es conveniente evitar el uso de materiales orgánicos, erosionables o demasiado plásticos.

4.3.4.2. Ancho de la corona

La corona de los bordos no debe tener un ancho menor que el requerido para que el equipo de compactación pueda trabajar en buenas condiciones (generalmente más de 3 m). Además, debe ajustarse a las necesidades de tránsito para la operación de las lagunas. Conviene considerar el ancho superior al requerido para evitar accidentes, durante y después de la construcción.

El asentamiento de la corona depende del tipo de material empleado para la cimentación y para la construcción del bordo. El asentamiento se estima con las técnicas usuales de mecánicas de suelos o mediante relaciones empíricas. Se recomienda revisar el libro *Estudios técnicos para proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Topografía y mecánica de suelos* del MAPAS.

4.3.4.3. Bordo libre

El bordo libre es la distancia vertical entre el nivel de la corona y el nivel máximo normal del líquido. Con excepción del caso de los vasos reguladores, la definición del bordo libre no depende de eventuales avenidas máximas, puesto que la alimentación de la laguna está en función de la capacidad hidráulica del sistema de drenaje del que se alimentan. Por otra parte, las lluvias, por abundantes y prolongadas que sean, solamente pueden provocar una elevación de nivel del orden de algunos centímetros. Generalmente es suficiente tomar en cuenta los conceptos siguientes:

Sobre elevación del agua por viento. Depende de la dimensión del área expuesta en dirección del viento hacia el bordo (*fetch*) y de la profundidad media de la laguna. En las lagunas artificiales, la definición del *fetch* se enfrenta a la dificultad de evaluar la protección contra el viento que proporciona el bordo perimetral. Es conveniente ser conservador en este aspecto y salvo estudios especiales, considerar como *fetch* la longitud total de la laguna en la dirección del viento. Por lo general, las lagunas menores a 2 ha no están expuestas a la acción del viento.

Altura de rodamiento de las olas. Esta altura es la de la ola máxima (cresta a valle) para bordos con protección pétreo y con taludes de 2 a 3 ho-

rizontal por 1 vertical, pero puede alcanzar el doble para superficies lisas, en particular, con revestimientos sintéticos.

Margen de seguridad. En el caso de lagunas artificiales el margen de seguridad puede ser menor que para bordos tradicionales sometidos a avenidas de difícil predicción; sin embargo, debe tomarse en cuenta la profundidad de agrietamiento por secado. Generalmente, un valor del orden de 50 cm es el mínimo margen de seguridad aceptable.

El bordo libre respecto a la altura máxima de operación de la laguna debe ser igual a la suma de las cuatro magnitudes, anteriores. Si el valor obtenido conduce a grandes volúmenes de terracerías, es conveniente evaluar las ventajas económicas que puede presentar emplear un deflector de olas, por lo menos en las zonas más expuestas.

4.3.4.4. Estabilidad de taludes

La estabilidad de los taludes de los bordos perimetrales no plantea generalmente problemas serios puesto que los terraplenes son de poca altura. Además, la pendiente de los taludes queda frecuentemente definida por el tipo de cimentación o de revestimiento con el que se recubren más que por consideraciones de estabilidad del bordo. Es conveniente que en todos los casos se revise el factor de seguridad de los taludes para las condiciones más críticas previsibles y en particular para la condición de vaciado rápido que podría presentarse en caso de emergencia. Lo anterior es particularmente cierto si se usan materiales blandos con alto grado de saturación para la construcción, lo que además no es recomendable por la posibilidad de agrietamiento y asentamientos excesivos. Se recomienda revisar el libro *Estudios técnicos para proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Topografía y mecánica de suelos* del MAPAS.

rillado y Saneamiento: Topografía y Mecánica de suelos del MAPAS.

4.3.4.5. Cimentación

Es importante verificar la posibilidad de falla por deslizamiento a lo largo de una superficie que pase por un estrato de material de baja resistencia de la cimentación. Conviene tomar en cuenta que la presencia de un almacenamiento del agua puede reblandecer (por saturación) materiales que, en estado seco, presentan una alta resistencia. Es necesario revisar la posibilidad de falla por tubificación del suelo de cimentación.

4.3.4.6. Filtros y drenes

La incorporación de un filtro dentro del cuerpo del terraplén es una precaución costosa, pero justificada en los siguientes casos:

- Si existe peligro de agrietamiento vertical por asentamientos diferenciales debidos a la compresibilidad y heterogeneidad de la cimentación
- Si los materiales constitutivos del bordo son erosionables o dispersivos

En ambos casos, la función del filtro es evitar que el agua infiltrada alcance a salir por el talud seco del bordo y se inicie un proceso de erosión directa o regresiva (tubificación). El material empleado para el filtro puede ser una arena para concreto (ASTM C33 / C33M - 13) si el cuerpo del bordo es de arcilla; o una arena para asfalto si el material es limoso. El tipo de filtro más común es el que se presenta en la Ilustración 4.10a, es el más económico y fácil de construir, pero su eficiencia para abatir la línea superior de flujo depende de la relación entre permeabilidad horizontal y vertical obtenida en el cuerpo del

bordo, la que puede ser muy sensible a defectos en el procedimiento constructivo y en particular a una deficiente liga entre capas compactadas.

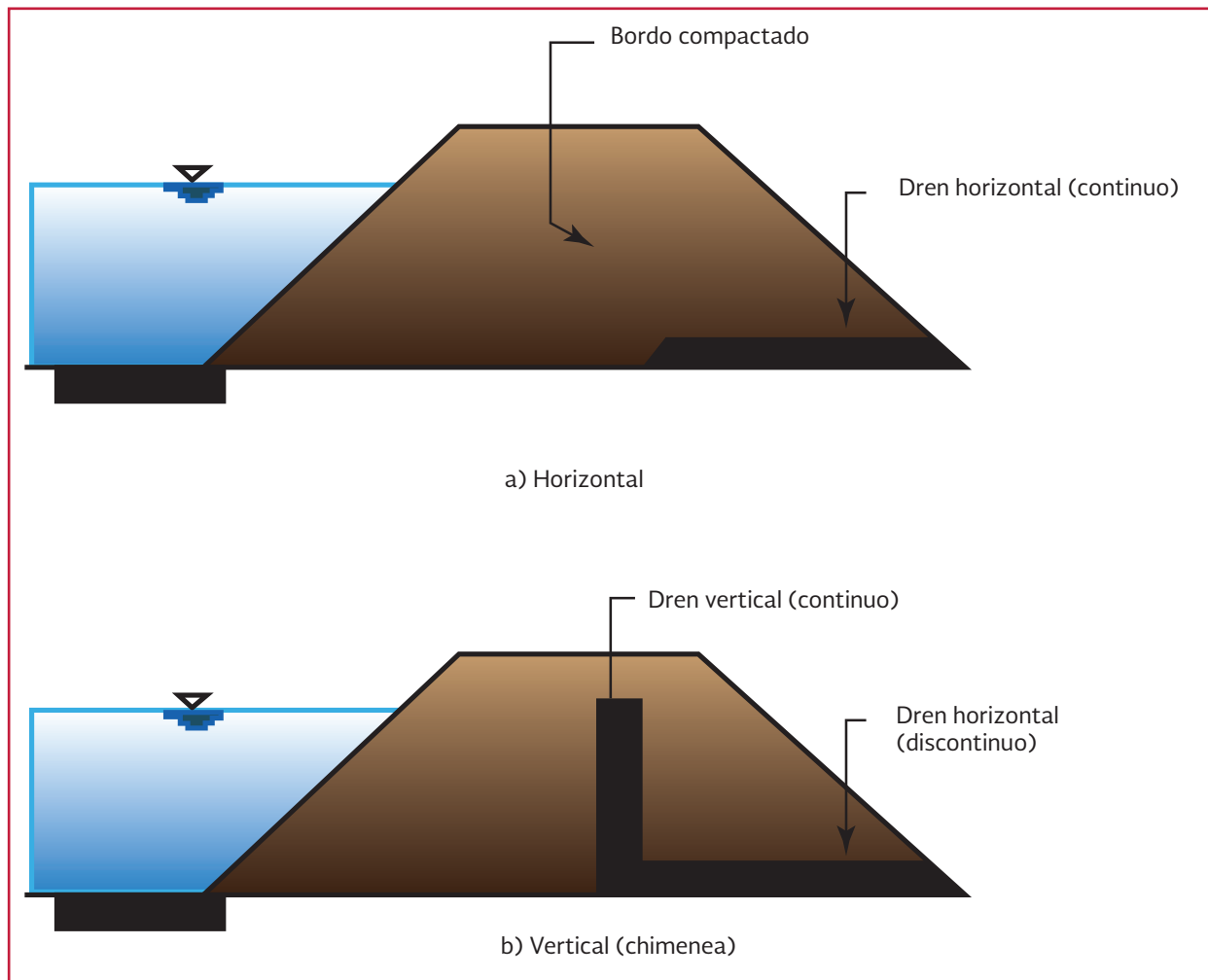
La chimenea vertical (Ilustración 4.10b) presenta mayor probabilidad de un buen comportamiento puesto que interrumpe, necesariamente, el flujo del agua. Para que pueda ser construida en buenas condiciones, su ancho debe ser mayor a 60 cm. Es necesario evitar la contaminación de la arena con el material más fino del terraplén. Generalmente, la arena se compacta por vibración en seco o en estado totalmente saturado. La chimenea de arena debe combinarse con un sistema de drenaje que conduzca el agua infiltrada hacia el exterior. Este sistema puede consistir en tramos de filtros horizontales ligados a la chimenea o en tubos de concreto perforados. Esta última solución debe evitarse si se cuenta con suficiente material granular, debido al peligro de ruptura de los tubos enterrados.

4.3.4.7. Protección contra oleaje y erosión

La protección contra la erosión debe ser considerada en todas las pendientes y dar un mayor énfasis a las áreas donde se tiene los vientos dominantes y que, por tanto, reciben además la fuerza del oleaje. La protección debe abarcar por lo menos 30 cm por debajo del nivel mínimo del agua y 30 cm por arriba del nivel máximo del agua. Las técnicas comunes para controlar la erosión de los bordos incluyen:

- Cubrirlos con vegetación, se debe considerar el tipo de plantas, la pendiente del suelo y el espesor de suelo superficial
- Emplear revestimientos, pueden ser de asfalto, concreto o membranas sintéticas
- Usar rompeolas

Ilustración 4.10 Filtros usuales en bordos de lagunas de estabilización

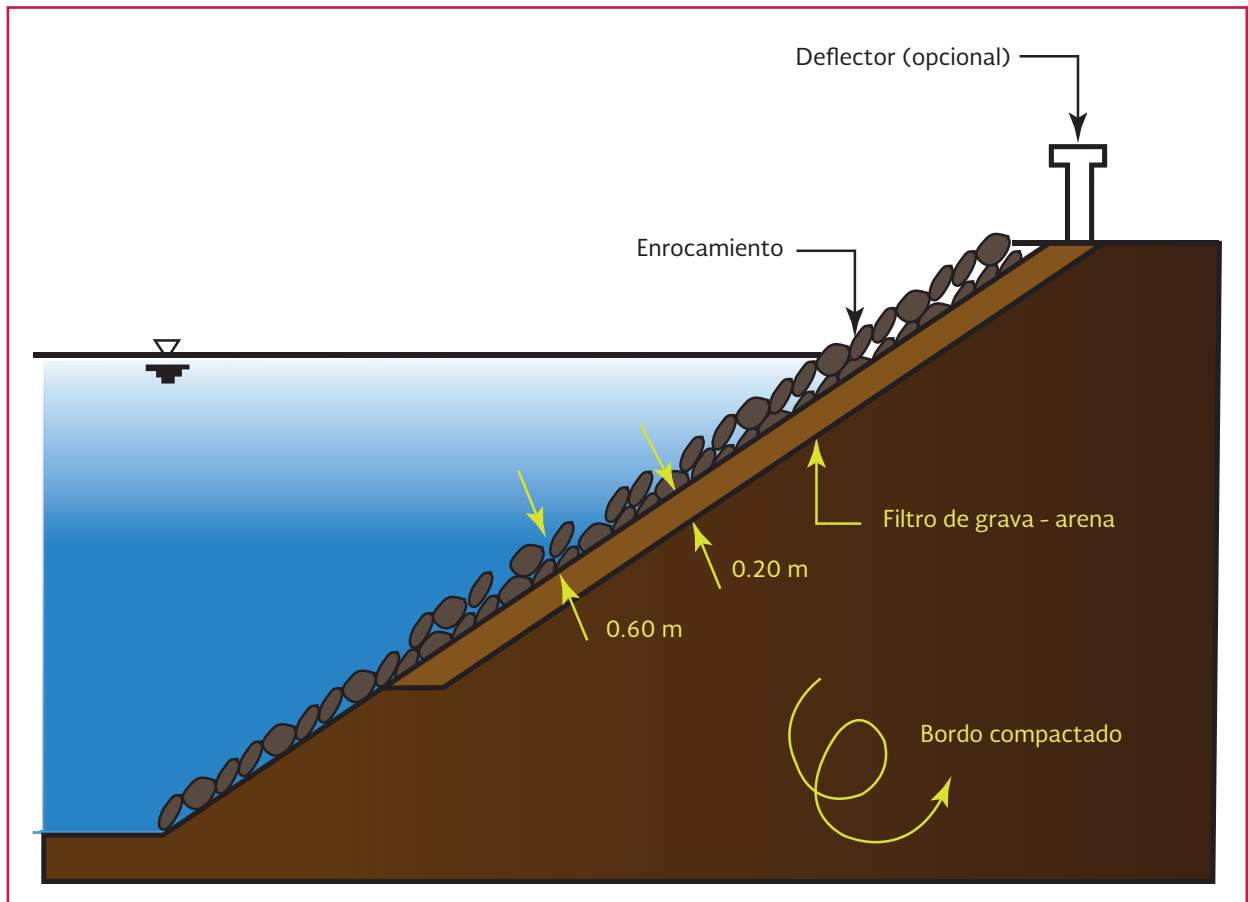


La protección con enrocamiento es la más común en el caso de bordos no revestidos, aunque generan roedores y crecimiento excesivo de vegetación. La dimensión de las rocas y el espesor de la protección dependen de la pendiente del talud y de la altura de la ola máxima esperada. Generalmente, la protección pétreo se coloca sobre un filtro de material granular más fino que retiene el suelo compactado del bordo y queda a su vez retenido por el enrocamiento. La protección con enrocamiento es la más común en el caso de bordos no revestidos, aunque generan roedores y crecimiento excesivo de vegetación. La dimensión de las rocas y el espesor de la protección dependen de la pendiente del talud y de la altura de la ola

máxima esperada. Generalmente, la protección pétreo se coloca sobre un filtro de material granular más fino que retiene el suelo compactado del bordo y queda a su vez retenido por el enrocamiento (Ilustración 4.11).

Los bordos pueden también protegerse contra la erosión con suelo-cemento. Se usan generalmente suelos arenosos con 10 a 25 por ciento de finos en espesores no menores de 60 cm perpendicularmente al talud. Se han construido inclusive bordos completos con suelo-cemento. También es posible emplear protecciones a base de concreto hidráulico o asfáltico semejantes a las usadas para revestimiento de canales.

Ilustración 4.11 Ejemplo de protección contra oleaje por enrocamiento



En general, es conveniente prever en el diseño una protección complementaria a base de material granular (grava o enrocamiento), concreto hidráulico o asfáltico.

Como ejemplo, podemos citar la experiencia en el lago Nabor Carrillo. Este lago de 900 ha, fue desarrollado provocando un asentamiento de la superficie del terreno por bombeo y construyendo un borde perimetral para complementar el almacenamiento requerido. En la Ilustración 4.12, se presenta la sección transversal del borde perimetral y una vista en planta del mismo, destacando los aspectos siguientes::

- El borde es de sección homogénea modificada
- Se incluyó en la sección un filtro vertical de arena de 60 cm de ancho. Esta chimenea se consideró necesaria debido a la baja plasticidad de algunos de los materiales usados para la construcción del terraplén y, sobre todo, previendo la posibilidad de asentamientos diferenciales que pudieran inducir el agrietamiento del borde
- El drenaje del filtro vertical se libra con filtros horizontales de grava de 0.50 m de ancho y 0.80 m de espesor, espaciados a cada 20 m
- La protección contra oleaje se diseñó combinando una capa de enrocamiento, un filtro de grava y, debido a la escasez de arena, una malla filtrante de poliéster

4.3.4.8. Geometría de los bordos

Por lo general, las pendientes de los taludes de los bordos se definen en función de la naturaleza del suelo y del tamaño de la instalación. La selección de la pendiente depende del material del bordo y la protección contra la erosión del agua.

Los bordos deben tener una pendiente no mayor de 1 sobre la horizontal y 3 sobre la vertical cuando el suelo es estable y pueden ser altamente compactados para evitar fallas. En ocasiones, se especifican pendientes de 1:5 para instalaciones de gran tamaño.

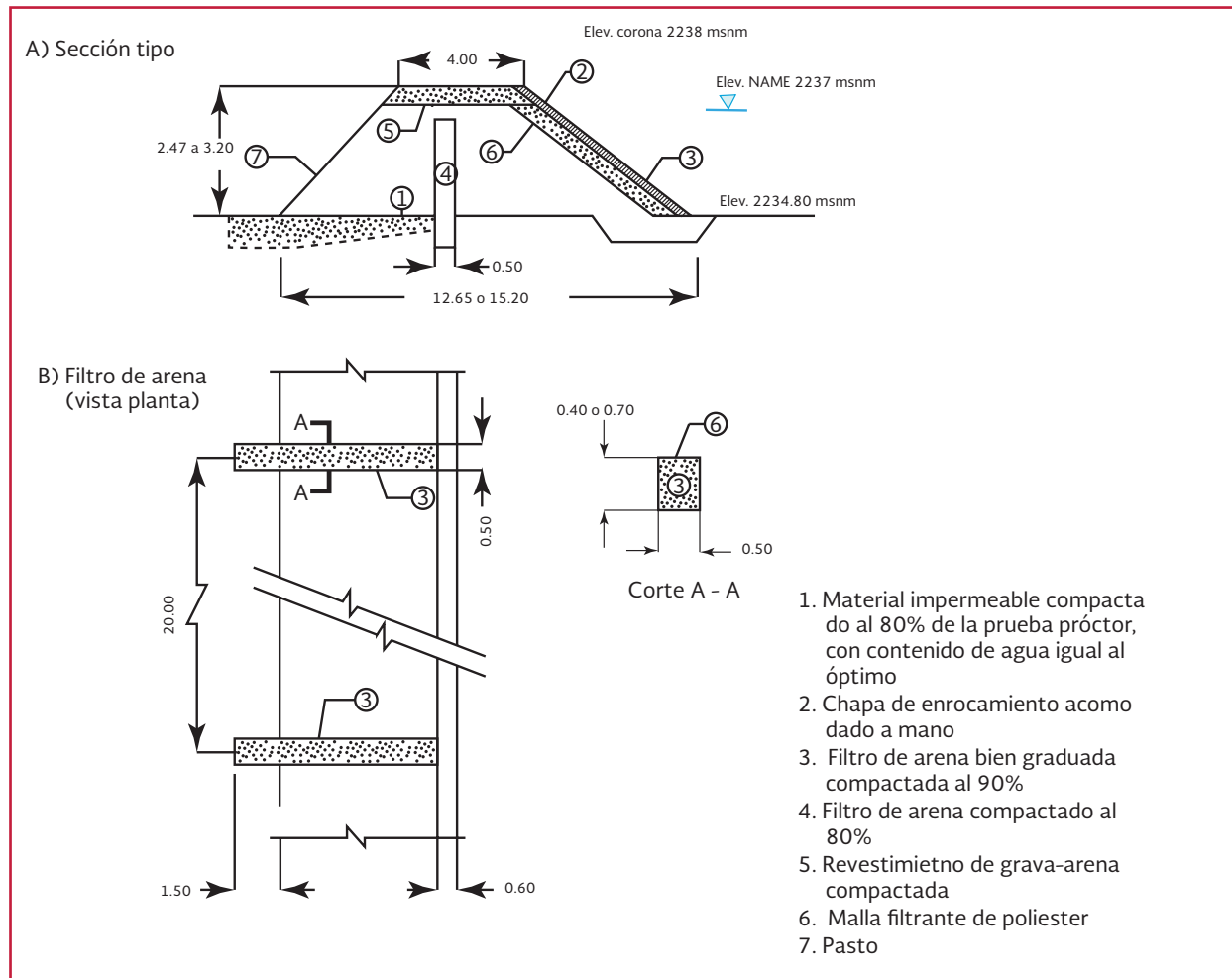
4.4. OBRAS DE DETALLE

Las lagunas cuentan con diversas obras auxiliares que garantizan su adecuado funcionamiento, como obras de entrada, interconexiones hidráulicas, obras de salida, aliviadero general (bypass) y en ocasiones, cárcamos de bombeo. En el capítulo 5 se ilustran estas obras con mayor detalle.

4.4.1. ESTRUCTURA DE ENTRADA

La mayoría de las lagunas son construidas con una sola entrada, localizada cerca del centro del

Ilustración 4.12 Bordo del Lago Nabor Carrillo, 900 ha



tanque. A pesar de ello, se ha demostrado que los arreglos con múltiples entradas permiten alcanzar una mejor distribución hidráulica, y por tanto, una mejor operación. Sobre todo en las lagunas facultativas, ya que distribuyen los sólidos sedimentables sobre un área mayor (Ilustración 4.13). Para aumentar la flexibilidad, las entradas pueden ser móviles.

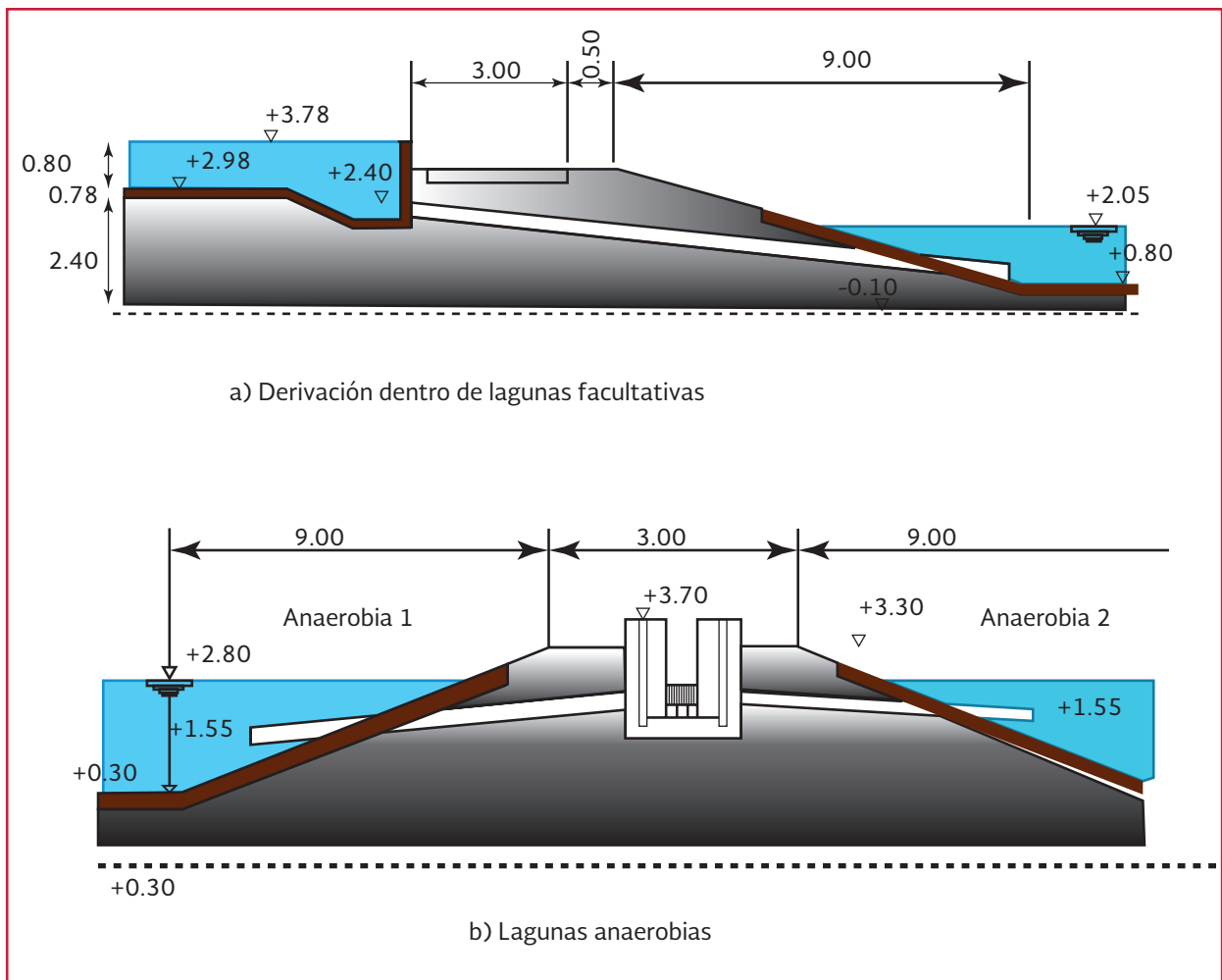
Para la alimentación es conveniente construir una pequeña estructura cuya función es impedir la erosión de los bordos o del fondo de la laguna bajo el efecto del chorro de la descarga. Esta estructura puede ser desde una simple pro-

tección local de enrocamiento o concreto hasta un cárcamo con vertedor que permita mantener constante el nivel de descarga y con ello haga posible que las bombas trabajen en condiciones constantes de carga hidráulica.

4.4.2. CÁRCAMO DE BOMBEO

Es preferible que las tuberías del sistema de bombeo no pasen a través del bordo perimetral abajo del nivel del almacenamiento. Numerosas fallas han sido registradas debido a filtraciones y erosión en el contacto entre tubería y terraplén.

Ilustración 4.13 Estructuras de entrada



4.4.3. ESTRUCTURAS DE SALIDA

La salida se debe colocar lo más alejado posible de la entrada y debe estar por debajo del nivel del agua fluyendo a una velocidad menor de 0.3 m/s (Ilustración 4.14). Debe construirse de tal manera que sea fácil el mantenimiento.

4.4.4. OBRA DE PURGA

Las lagunas de cierta importancia deben contar con una obra de vaciado, que permita purgarlas para su mantenimiento y para evacuar rápidamente el fluido almacenado en condiciones controladas, en caso de falla de un bordo o de otro tipo de emergencia. El gasto que debe poder pasar por esta obra es el máximo compatible con la capacidad de absorción del sistema hacia el cual se descarga el fluido (drenaje, río, etc.). Siempre debe analizarse con cuidado las consecuencias que tendría un vaciado de emergencia, en particular el impacto humano y ecológico (inundación, contaminación, etc.). Para evitar la posibilidad de derrames no controlados es ne-

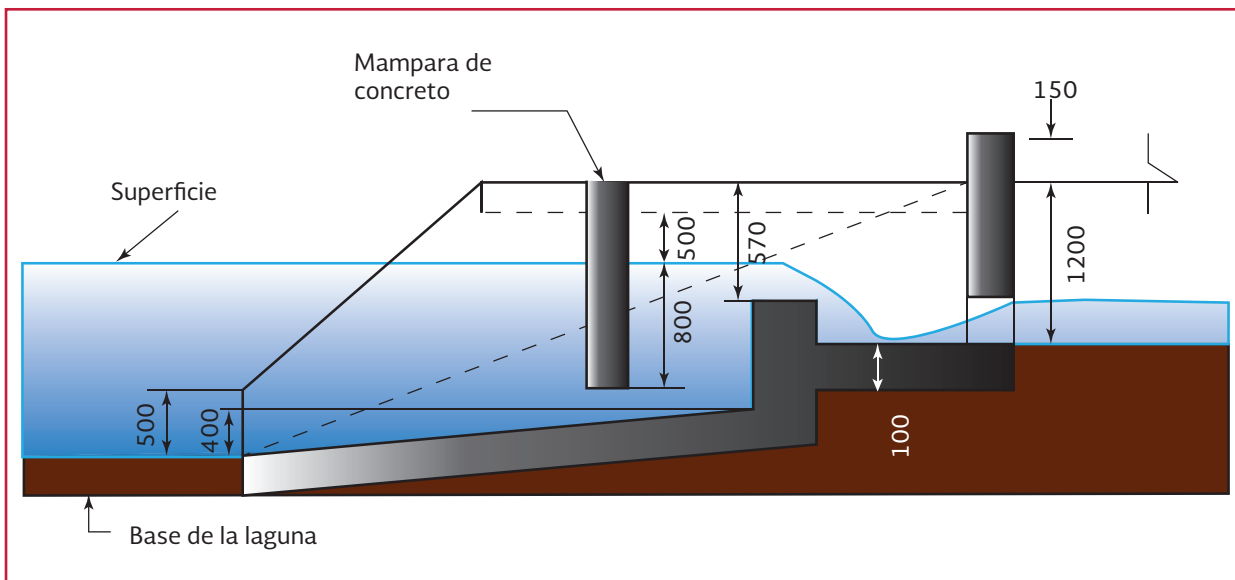
cesario prever canales o tuberías para canalizar el flujo hacia el sistema receptor. Las lagunas impermeabilizadas con una membrana sintética cuentan generalmente con una válvula de fondo, para extracción de sedimentos, que se puede usar como purga.

4.4.5. INTERCONEXIONES

El emplazamiento y el tamaño de las estructuras de entrada y salida de una laguna a otra (o en una misma) pueden afectar el régimen de flujo del sistema.

Las estructuras de entrada y salida deben construirse de manera tal que en las líneas de transferencia se minimicen las pérdidas de carga y se asegure una distribución uniforme a lo largo del área total de la laguna. Las estructuras de entrada y salida deben construirse de manera tal que en las líneas de transferencia se minimicen las pérdidas de carga y se asegure una distribución uniforme a lo largo del área total de la laguna (Ilustración 4.15).

Ilustración 4.14 Estructura de salida



Las tuberías pueden ser varias y lo bastante amplias para limitar las pérdidas de carga a valores cercanos de 7 a 10 cm para tuberías con recirculación.

Para operar con un menor número de tuberías, se debe tener un nivel de agua tal que no se obstruya el paso del agua de los canales a la laguna, lo que se logra instalando un removedor de natas en cualquier parte de la laguna. Si la primera celda se diseña con un removedor de natas, entonces las líneas de transferencia pueden ir sumergidas.

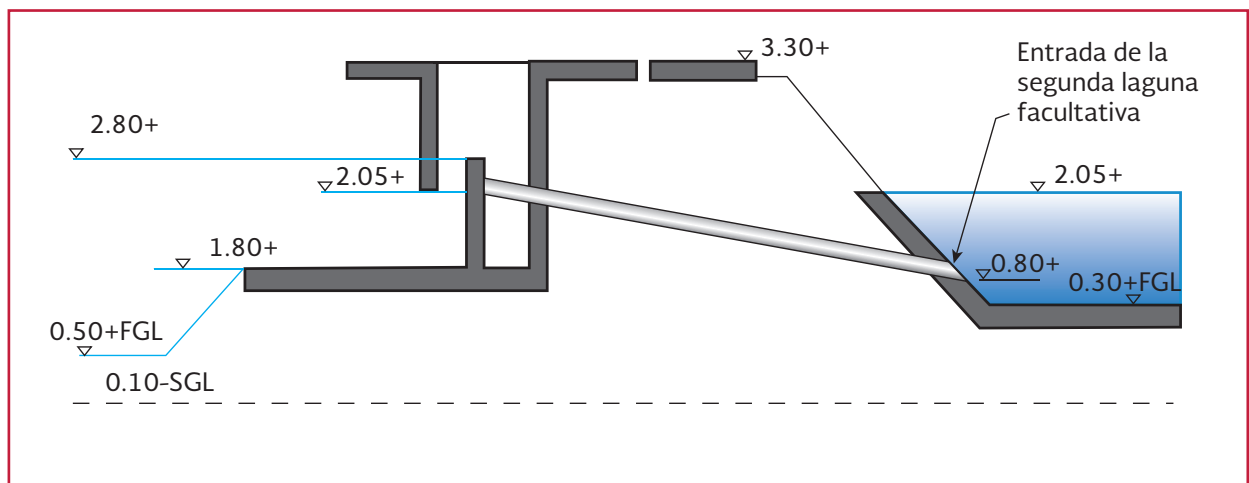
4.4.6. MAMPARAS

La instalación de mamparas ha sido propuesta por varios investigadores (Cigana et. al., 1998; Muttamara y Puetpaiboon, 1997; Pedhazur et.al., 1993; Killani y Ogunrombi, 1984) como una forma de mejorar las características hidráu-

licas de las lagunas, buscando romper el flujo estratificado, aminorar las zonas muertas y reducir los cortos circuitos, incrementando el tiempo de retención real. Se reporta que en las lagunas de estabilización, equipadas con mamparas, se efectúa un mejor tratamiento que aquellas sin las mismas. Las mamparas han sido utilizadas para la remoción de objetos flotantes. Sin embargo, no han sido consideradas como estructuras que favorezcan la remoción de algas. Los canales con mamparas pueden alcanzar remociones de SST superiores al 50 por ciento, mayores del 25 por ciento de la DBO soluble y total; así como del 45 por ciento para la clorofila a y clorofila b; mientras que, para la clorofila c, las remociones pueden ser del orden del 40 por ciento (Hansen, I., et. al, 2002).

El mejoramiento se debe principalmente a la reducción del número de dispersión (D) y a que se favorece el crecimiento de una biopelícula que junto con la biomasa suspendida contribu-

Ilustración 4.15 Conexión típica interlagunas



ye fuertemente a la degradación de la materia orgánica. En general, dado que las lagunas de estabilización tienen bajas velocidades de flujo y están sujetas a altas tasas de carga orgánica, el crecimiento de la biopelícula se tiene en el fondo y en las paredes del tanque.

Debido a que la fuerza horizontal sobre las mamparas es pequeña, excepto cuando se tienen vientos fuertes, la estructura de estas no requiere de una resistencia particular. Una instalación típica de las mamparas es colo-

cándolas sumergidas. Se recomienda el uso de mamparas para la modelación del flujo tipo pistón, es decir, aumentar el recorrido hidráulico del líquido y el tiempo de retención, además de mejorar la mezcla hidráulica, con una relación largo/ancho de 50/1 para mejorar el régimen hidráulico.

También, para minimizar las molestias causadas por la generación de malos olores se coloca una mampara de desvío en sentido contrario a la dirección del viento (sotavento).

Ilustración 4.16 Ejemplo de lagunas con mamparas (Rosas, S. et al, 2010)

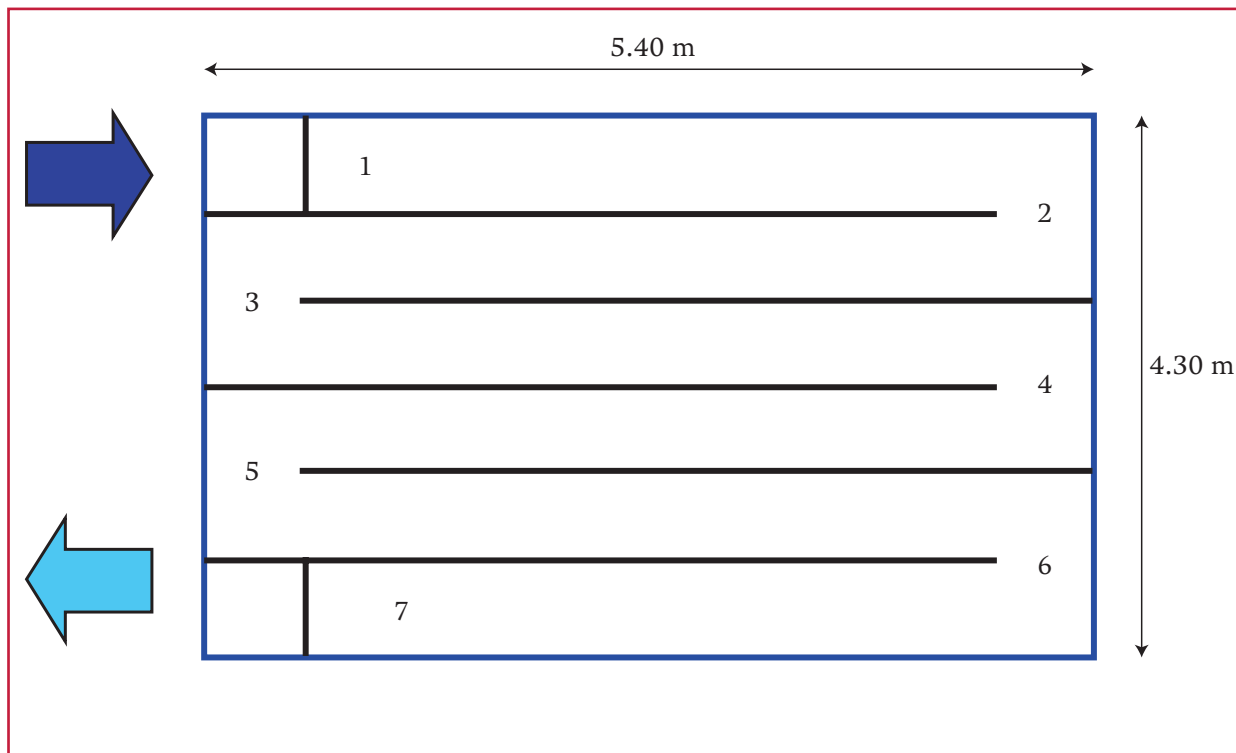


Ilustración 4.17 Ejemplo de lagunas con mamparas (continuación)





5

EJEMPLO DE DISEÑO

5.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se requiere diseñar un sistema de tratamiento para una ciudad de 18 750 habitantes para los próximos 20 años. El efluente debe cumplir con las normas de descarga a un cuerpo receptor que se usa para riego. Con estos datos defina lo siguiente:

1. Información requerida (datos de diseño y restricciones)
2. Diseño del tratamiento considerando al menos 3 opciones de sistemas lagunares
3. Comparación del diseño para la remoción de coliformes fecales obtenido al emplear los métodos de Yánez y el de Marais
4. Comparación de los resultados obtenidos con las tres opciones de sistemas
5. Elaboración de planos base

5.2. INFORMACIÓN REQUERIDA

5.2.1. DATOS DE DISEÑO

5.2.1.1. Número de habitantes

Con el objeto de que la planta cumpla con la vida útil establecida, se utilizar las proyecciones

de población de la CONAPO, para determinar el tamaño de la población del proyecto, para los próximos 20 años. Por tanto, la planta de tratamiento se debe diseñar para una población de 32 599 habitantes.

5.2.1.2. Cálculo del agua por tratar

Tomando en cuenta que la dotación de agua para la población es de 200 L/hab/día y que de ello se capta el 80 por ciento, que es una estimación alta, en la Tabla 5.1 se muestra el gasto por tratar para la población proyectada.

De esta manera, el gasto de diseño resulta de 60 L/segundo. Para establecer el gasto máximo se emplea un factor pico de 2.45, por lo que el caudal máximo a tratar será de 147 L/segundo.

5.2.1.3. Calidad del agua

Se decidió efectuar cuatro muestreos: dos en época de lluvias y dos en época de estiaje. Todos en el colector principal de la población encontrando los valores de la Tabla 5.2, observe que para este caso se tiene un solo colector. En caso contrario se debe muestrear en varios puntos considerando el gasto en cada uno para obtener

Tabla 5.1 Gasto a tratar para la población estimada

Año	Población	Dotación		Aportación
	Hab	L/s	m ³ /s	m ³ /s
0	18 765	43.44	0.0434	0.0348
1	19 290	44.65	0.0447	0.0357
2	19 831	45.91	0.0459	0.0367
3	20 386	47.19	0.0472	0.0378
4	20 957	48.51	0.0485	0.0388
5	21 543	49.87	0.0499	0.0399
6	22 147	51.27	0.0513	0.0410
7	22 767	52.70	0.0527	0.0422
8	23 404	54.18	0.0542	0.0433
9	24 060	55.69	0.0557	0.0446
10	24 733	57.25	0.0573	0.0458
11	25 426	58.86	0.0589	0.0471
12	26 138	60.50	0.0605	0.0484
13	26 869	62.20	0.0622	0.0498
14	27 622	63.94	0.0639	0.0512
15	28 395	65.73	0.0657	0.0526
16	29 190	67.57	0.0676	0.0541
17	30 008	69.46	0.0695	0.0556
18	30 848	71.41	0.0714	0.0571
19	31 712	73.41	0.0734	0.0587
20	32 599	75.46	0.0755	0.0604

un promedio ponderado de la calidad del agua que se tendría a la entrada de la planta. En la última columna de la Tabla 5.2 se muestra la calidad típica del agua residual doméstica. En comparación con ella, el agua del ejemplo resulta similar con una concentración de sólidos sedimentables inferior. Adicionalmente, se

pudo comprobar que de la concentración de metales es tal que no habrá inhibición del proceso biológico y que la relación DQO:N:P de 100:5:1 necesaria para procesos biológicos. Se puede observar que la relación entre la DQO y la DBO es del orden de 1.5, lo que indica que se trata de un agua típicamente doméstica y biodegradable.

Tabla 5.2 Caracterización del agua residual

Parámetros	Unidad	Agua residual del ejemplo	Agua residual doméstica típica
PH		7.28	
Conductividad	μS/cm	1.167	
DBO	mg/L	254	220
DBO total	mg/L	300	
DBO	mg/L	381	
DQO total	mg/L	450	500
ST	mg/L		720
SDT	mg/L		
SST	mg/L	208	300
Sólidos sedimentables	mL/L	10	10
Nitrógeno total	mg/L	35	40
Fósforo total,	mg/L	9	8
Aluminio	mg/L	1.91	
Arsénico	mg/L	0.0005	
Boro	mg/L	0.670	
Cadmio	mg/L	< 0.01	< 0.02
Cianuros	mg/L	0.008	
Cobre	mg/L	0.063	0.10
Cromo total	mg/L	0.001	< 0.05
Fierro	mg/L	3.74	
Fluoruro	mg/L	0.365	
Manganeso	mg/L	1.300	
Níquel	mg/L	0.036	< 0.10
Plomo	mg/L	0.093	< 0.02
Selenio	mg/L	< 0.1	
Zinc	mg/L	0.133	0.12
Coliformes fecales	NMP/100 mL	1.82E+07	10 ⁴ - 10 ⁵
Huevos de helmintos	H/L	600	

5.2.1.4. Información climatológica

A partir de datos del INEGI se obtiene la información de la Tabla 5.3 para la población en estudio:

Tabla 5.3 Información climatológica

Parámetro	Valor
Evaporación total anual	2 023.5 mm
Precipitación total anual	529.5 mm
Temperatura del mes más frío	14.9 °C

5.2.2. RESTRICCIONES AL DISEÑO

5.2.2.1. Factibilidad técnica

Se dispone de terreno suficiente; sin embargo, este tiene un valor productivo alto como área agrícola por lo que es necesario analizar varias opciones de sistemas de lagunas para determinar la de menor requerimiento de área. Además, se desea recuperar el agua para riego de la zona.

5.2.2.2. Esquema de construcción

El diseño del sistema se realiza para la población de proyecto, pero la construcción se debe realizar por módulos. Esto permite que en caso de que la tasa de crecimiento de población varíe, se efectúen los ajustes necesarios. Complementariamente el costo del proyecto se puede diferir durante el horizonte de diseño.

Considerando lo anterior, en el esquema de construcción de la planta de tratamiento se consideran dos opciones: 3 módulos de 20 L/s o 4 de 15 L/s, promedios mensuales. En ambos casos se construirán dos módulos iniciales para tener flexibilidad de operación y los restantes

que se requieran hasta alcanzar la capacidad de proyecto a los 20 años. En la Tabla 5.4 y la Ilustración 5.1 se presentan estas opciones. Se escoge la modulación de 20 L/s ya que es la que requiere menor inversión de capital al disminuir los requerimientos por obra civil.

5.2.2.3. Legislación

La calidad del agua que se debe obtener está en función de la legislación vigente. La Tabla 5.5 muestra los parámetros más severos para su descarga en ríos, embalses y suelo para uso agrícola establecidos por la norma oficial mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996 y los compara con los del ejemplo. Para cumplir esta norma se requiere remover 70.5 por ciento de la DBO y 64 por ciento de sólidos suspendidos totales. La presencia de metales no implica ningún problema de inhibición del sistema biológico ya que se encuentra entre los límites establecidos por la normatividad. La Tabla 5.6 presenta los valores de los parámetros bacteriológicos para el uso de aguas residuales de origen urbano o municipal, o de la mezcla de estas con la de los cuerpos de agua en el riego de hortalizas y productos hortifrutícolas.

De esta tabla se infiere que las eficiencias requeridas son de 99.995 por ciento para coliformes fecales y más de 99.84 por ciento para huevos de helmintos. Complementariamente la NOM-001-SEMARNAT-1996 establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales para la protección de su calidad y posibilitar sus usos. La Tabla 5.8 muestra los parámetros requeridos para riego agrícola. De acuerdo con esto, el agua debe ser tratada con fines de desinfección (remoción de coliformes fecales y de

Tabla 5.4 Construcción de módulos con base en el incremento de la población

Año	Población	Dotación		Aportación	3 módulos	4 módulos
	Hab	L/s	m³/s	m³/s	20 L/s	15 L/s
0	18 765	43.44	0.0434	0.0348	40	45
1	19 290	44.65	0.0447	0.0357	40	45
2	19 831	45.91	0.0459	0.0367	40	45
3	20 386	47.19	0.0472	0.0378	40	45
4	20 957	48.51	0.0485	0.0388	40	45
5	21 543	49.87	0.0499	0.0399	40	45
6	22 147	51.27	0.0513	0.0410	60	45
7	22 767	52.70	0.0527	0.0422	60	45
8	23 404	54.18	0.0542	0.0433	60	45
9	24 060	55.69	0.0557	0.0446	60	45
10	24 733	57.25	0.0573	0.0458	60	60
11	25 426	58.86	0.0589	0.0471	60	60
12	26 138	60.50	0.0605	0.0484	60	60
13	26 869	62.20	0.0622	0.0498	60	60
14	27 622	63.94	0.0639	0.0512	60	60
15	28 395	65.73	0.0657	0.0526	60	60
16	29 190	67.57	0.0676	0.0541	60	60
17	30 008	69.46	0.0695	0.0556	60	60
18	30 848	71.41	0.0714	0.0571	60	60
19	31 712	73.41	0.0734	0.0587	60	60
20	32 599	75.46	0.0755	0.0604	60	60

Ilustración 5.1 Producción de agua residual por su tratamiento mediante módulos

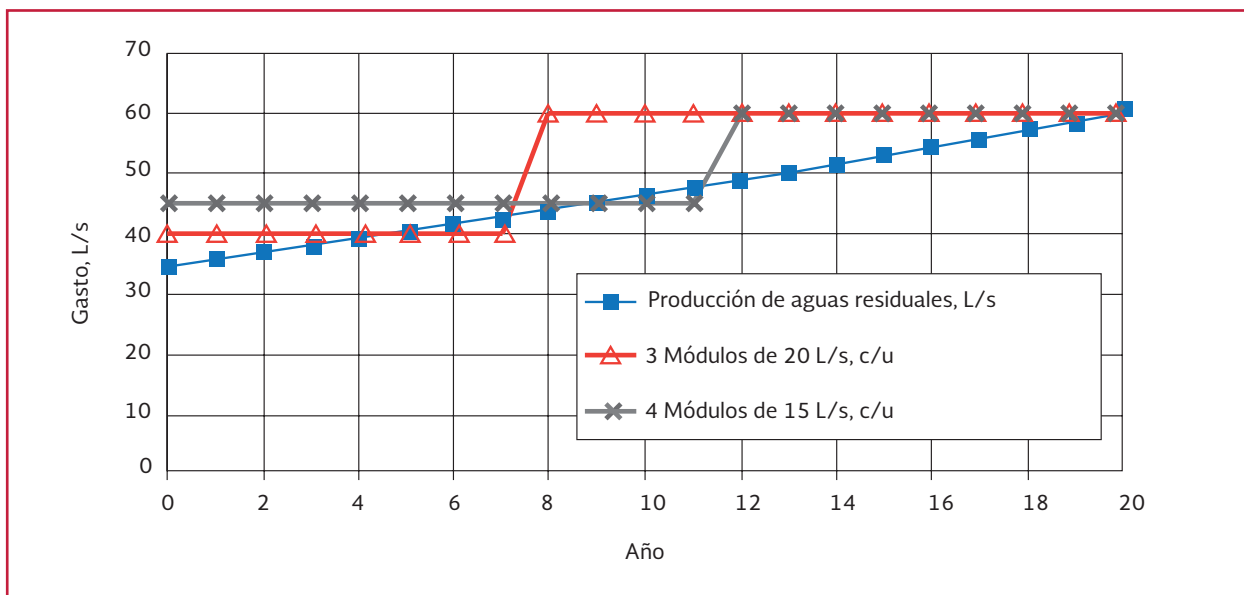


Tabla 5.5 Comparación entre el agua residual por tratar y los límites máximos permitidos por la NOM-001-SEMARNAT-1996 para su uso en riego

Parámetro	Unidad	Límites permitidos		Agua residual (ejemplo)
		P.M.	P.D.	P.M.
pH		6 a 9		7.28
DBO	mg/L	75	150	254
SST	mg/L	75	125	208
Arsénico	mg/L	0.2	0.4	0.0005
Cadmio	mg/L	0.2	0.4	< 0.01
Cianuros	mg/L	2.0	3.0	0.008
Cobre	mg/L	4.0	6.0	0.063
Cromo	mg/L	1.0	1.5	0.001
Níquel	mg/L	2.0	4.0	0.036
Plomo	mg/L	0.5	1.0	0.093
Zinc	mg/L	10.0	20.0	0.133

P.M. = Promedio mensual

P.D. = Promedio diario

Tabla 5.6 Parámetros microbiológicos para uso en riego agrícola

Parámetro	Unidad	Límites permitidos	Agua residual (promedio mensual del ejemplo)
Coliformes fecales	NMP/100 mL	1 000	1.82E+07
Huevos de helmintos	H/L	<1	600

huevos de helmintos) ya que no hay interferencia por metales, materia orgánica o sólidos.

La Ilustración 5.2, presenta el diagrama de flujo de la manera en la que se abordará el ejemplo.

5.3. CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA

Se decide comparar tres trenes de proceso (ver la Tabla 5.7), todos ellos cuentan con un sistema de pretratamiento consistente en rejillas y desarenador. Los trenes son:

5.3.1. DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA COMÚN DE PRETRATAMIENTO

El pretratamiento consiste de un sistema de rejillas gruesas y un desarenador de control de

Tabla 5.7 Configuración de un sistema de tratamiento

Opción 1	Laguna facultativa	+	lagunas de pulimento		
Opción 2	Tanque Imhoff	+	laguna facultativa	+	lagunas de pulimento
Opción 3	Laguna anaerobia	+	laguna facultativa	+	lagunas de pulimento

Tabla 5.8 Parámetros considerados en la NOM-001-SEMARNAT-1996 para la descarga en suelo para riego agrícola

Parámetros mg/L excepto donde se indique	Límites permitidos		Agua residual
	Suelo		(ejemplo)
	P.M.	P.D.	P.M.
Temperatura, °C	NA	NA	
Grasas y aceites	15	25	
Materia Flotante	Ausente	Ausente	
Sólidos sedimentables, mL/L	NA	NA	
Sólidos suspendidos totales	NA	NA	208
DQO	NA	NA	450
NTK	NA	NA	35
Fósforo total	NA	NA	10
Arsénico	0.2	0.4	0.0005
Cadmio	0.05	0.1	<0.01
Cianuro	2.0	3.0	0.008
Cobre	4.0	6.0	0.063
Cromo	0.5	1.0	0.001
Mercurio	0.005	0.01	
Níquel	2.0	4.0	0.036
Plomo	5	10	0.093
Zinc	10	20	0.133
Coliformes fecales, NMP/100 ml	1 000	2 000	1.82E+07
Huevos de helmintos, H/L	Riego restringido: 5 Riego irrestricto: 1		600

velocidad con tres canales y es igual para las tres opciones que se analizarán.

5.3.1.1. Rejillas

Se usarán barras construidas en acero galvanizado y con pintura epóxica; en la Tabla 5.9 se presentan las características de las rejillas.

5.3.1.2. Subproductos

En las rejillas se retendrá diariamente un volumen de material de 0.02 m³/d por módulo, el cual se dispondrá en el relleno sanitario de la localidad.

5.3.1.3. Desarenador

Se construirán tres canales, dos de ellos trabajarán en paralelo y tendrán la capacidad de pasar el gasto máximo de diseño, mientras que el tercero será de reserva. En la Tabla 5.10 se presentan las características del desarenador.

5.3.1.4. Subproductos

La producción de arena es de 0.03 m³/d por módulo y se dispondrá en el relleno sanitario de la localidad; en caso de no existir un relleno se disponen cerca de la laguna en un terreno acondicionado para tal caso (impermeabilizado).

Ilustración 5.2 Diagrama de flujo de la metodología que se empleará para diseño de las tres opciones

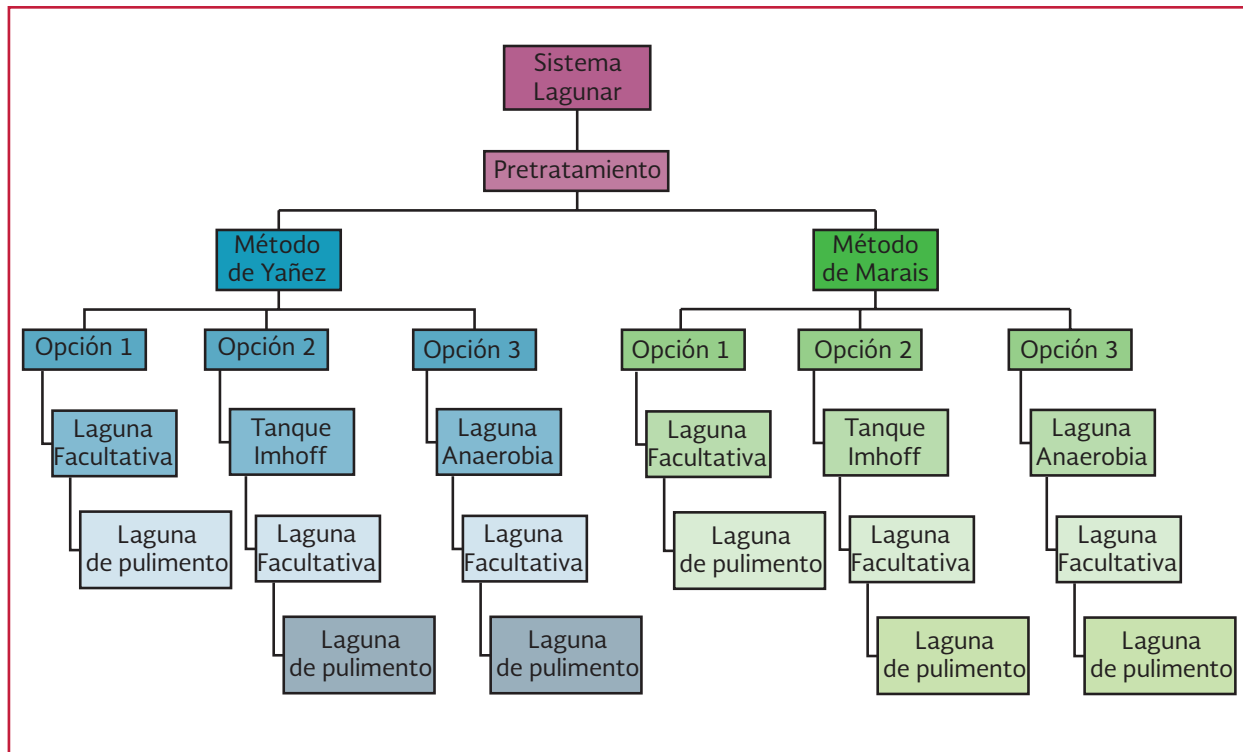


Tabla 5.9 Características de la rejilla

Característica	Valor	unidades
Ancho	10	mm
Espesor	50	mm
Espacio entre barras	37.5	mm
Inclinación	45	grados
Velocidad en el canal	0.45	m/s
Cantidad de material retenido	9.0	mL/m ³
Pérdida de carga máxima permisible	0.15	m
Área del canal al 50% del gasto máximo	0.16	m ²
Número de barras	6	
Ancho necesario	0.32	m
Tirante resultante	0.50	m
Bordo libre	0.25	m
Altura total del canal de rejías	0.75	m
Largo total	2.26	m

Tabla 5.10 Características del desarenador

Característica	Valor	unidades
Tiempo de retención	60	s
Velocidad horizontal	0.3	m/s
Velocidad de sedimentación del material	0.0125	m/s
Longitud en exceso para la turbulencia	2 veces el tirante a 0.5 la longitud teórica	
Producción de arena	15	mL/ m ³
Ancho del canal a 50% del gasto máximo	0.32	m
Área	0.24	m ²
Tirante	0.76	m
Bordo libre	0.25	m
Altura total del desarenador	1.01	m
Tiempo de retención	60.57	s
Longitud	18.17	m
Longitud en exceso	9.09	m
Longitud total	27.26	m

5.3.2. DATOS FÍSICOS PARA EL DISEÑO DE LAGUNAS

La Tabla 5.11 resume los datos de diseño establecidos en las secciones anteriores para facilitar

su manejo ya que se emplearán en el cálculo de las tres opciones de tratamiento aplicando los métodos de Yáñez y Marais para la remoción de coliformes fecales.

Tabla 5.11 Datos de diseño para los sistemas lagunares

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Número de módulos	3	
Gasto por módulo, Q	20 (1 728)	L/s (m ³ /d)
Concentración de DBO, S _i	254 (254)	mg/L (g/ m ³)
Concentración de SST, X _v	208 (208)	mg/L (g/ m ³)
Coliformes fecales	1. 82E + 07	NMP/100ml
Huevos de helminto	600	H/L
Evaporación anual	2 023.5	mm
Precipitación anual	529.5	mm
Temperatura del mes más frío	14.4	°C

5.4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS OPCIONES DE TRATAMIENTO EMPLEANDO EL MÉTODO DE YÁNEZ

5.4.1. OPCIÓN 1 CON EL MÉTODO DE YÁNEZ

5.4.1.1. Laguna facultativa

La carga superficial de diseño está dada por la Ecuación 3.53.

$$C_s = 250(1.085)^{T-20} \\ = 250(1.085)^{(14.4-20)} = 165 \frac{kg\ DBO}{ha\ d}$$

Para estimar la carga removida de la laguna se emplean las correlaciones para lagunas facultativas primarias (Ecuación 3.58 y Tabla 3.12).

$$C_{sr} = 0.8063 C_s + 7.67 \\ = 0.8063(165) + 7.67 = 140.6 \frac{kg\ DBO}{ha\ d}$$

El área de la laguna se obtiene con la Ecuación 3.4.

$$A = \frac{S_i Q}{C_s(1000)} = \frac{254 \frac{g\ DBO}{m^3} \left(1728 \frac{m^3}{d}\right)}{165 \frac{kg\ DBO}{ha\ d} \left(1000 \frac{g}{kg}\right)} = 2.66\ ha$$

Si se considera una profundidad de 2 metros, el volumen de la laguna es:

$$V = A h = 26\ 600\ m^2 (2\ m) = 53\ 200\ m^3$$

y con una relación largo/ancho de 5, se tiene:

$$\frac{L}{W} = X = \frac{largo}{ancho} = 5$$

$$A = LW$$

$$A = XW^2$$

donde:

$$W = \sqrt{\frac{A}{X}} = \sqrt{\frac{26\ 600\ m^2}{5}} = 73.0\ m$$

y por tanto

$$L = W(X) = 73.0\ m(5) = 365\ m$$

El tiempo de retención, τ , se calcula a partir de la tasa de evaporación neta, e , de 4.09 mm/d:

$$\tau = \frac{2 A h}{2Q - 0.001 A e} \\ \tau = \frac{2(26\ 600\ m^2)(2\ m)}{2\left(1728 \frac{m^3}{d}\right) - 0.001 \frac{m}{mm} (26\ 600\ m^2) \left(4.09 \frac{mm}{d}\right)} \\ \tau = 31.81\ d$$

Remoción de coliformes fecales

El método de Yánez toma en cuenta la forma de la laguna. Como en este caso las lagunas son alargadas, el diseño resultará en lagunas más pequeñas. La constante de remoción de coliformes fecales, k_{CF} , se calcula con ayuda de la Ecuación 3.30.

$$k_{CF} = 0.841(1.07)^{T-20} \\ = 0.841(1.07)^{14.4-20} = 0.60\ d^{-1}$$

La concentración de coliformes fecales a la salida de la laguna facultativa, está dada por la Ecuación 3.31, considerando la Ecuación 3.32 para la determinación del coeficiente de dispersión (Yánez, 1993):

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.01460X^2} \\ = \frac{5}{-0.26118 + 0.25392(5) + 1.01460(5)^2} \\ = 0.19$$

Este valor se sustituye en la Ecuación 3.33 para obtener a

$$a = \sqrt{1 + 4k_{CF} \tau d}$$

$$a = \sqrt{1 + 4(0.6d^{-1})(31.81d)(0.19)}$$

$$a = 3.937 \approx 3.94$$

y con la Ecuación 3.31 se tiene:

$$CF_e = \frac{CF_i(4ae^{(1/2d)})}{(1+a)^2 e^{(a/2d)} - (1-a)^2 e^{(-a/2d)}}$$

$$= 5 \times 10^3 \frac{NMP}{100 mL}$$

Condiciones del efluente

Finalmente, se evalúa la DBO soluble y total en el efluente, así como los sólidos y los coliformes a la salida de la laguna. La Tabla 5.12 muestra el resumen de los parámetros calculados para el diseño de la laguna facultativa.

$$S_{es} = \frac{C_s A}{Q}$$

$$S_{es} = 1000 \frac{mg/kg}{L/m^3} \left[\frac{(165 - 140) \frac{kg DBO}{ha d} (2.66 ha)}{1728 \frac{m^3}{d}} \right]$$

$$S_{es} = 38.4 \frac{mg DBO}{L}$$

$$S_{Te} = 2 S_{es} = 2 \left(38.4 \frac{mg DBO}{L} \right) = 76.9 \frac{mg DBO}{L}$$

$$SST = 48 \frac{mg}{L}$$

Tabla 5.12 Resumen de los cálculos para el diseño de la laguna facultativa

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Carga orgánica superficial, C_s	165	kg DBO/(ha d)
Carga removida en la laguna, C_{sr}	140.6	kg DBO/(ha d)
Tiempo de retención, t	31.8	d
Área de la laguna	2.6	ha
Profundidad media, h	2	m
Volumen de la laguna, V	53230	m^3
Ancho, W	73.0	m
Largo, L	365	m
Relación largo/ancho, X	5	
Carga orgánica superficial soluble, C_{ss}	37.4	mg/L
Carga orgánica superficial remanente, C_{sr}	74.8	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	48.4	mg/L
Coliformes fecales, CF_e	5×10^3	NMP/100 mL
Tasa de evaporación neta, e	4.1	mm/d

5.4.1.2. Laguna de pulimento

Para la laguna de pulimento se supone un tiempo de retención hidráulica de 9.5 días y una profundidad de 1.5 metros. De esta forma, se calcula el área de la laguna con la Ecuación 3.11.

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

$$Am h = V$$

$$\tau = \frac{Ah}{Q}$$

$$Am = \frac{\tau Q}{h}$$

$$Am = \frac{9.5 d \left(1728 \frac{m^3}{d} \right)}{1.5 m} = 10944 m^2$$

$$Am = 10944 m^2 \left(\frac{1 ha}{10000 m^2} \right) = 1.09 ha$$

Considerando una relación largo/ancho igual a 2, se calcula la longitud de la laguna tomando como base el ancho de la laguna facultativa, para formar un muro común y abatir los costos de obra.

$$L = W X = 73(2) = 146 \text{ m}$$

Se revisa la carga sobre la laguna de pulimento para evitar una sobrecarga (Ecuación 3.4).

$$C_s = \frac{S_i Q}{Am}$$

$$C_s = \frac{76.9 \frac{mg}{L} \left(1728 \frac{m^3}{d} \right)}{1.09 \text{ ha}}$$

$$C_s = 122 \frac{kg \text{ DBO}}{ha \text{ d}}$$

valor que resulta menor en un 75 por ciento a la carga de la primer laguna, por lo que se asegura una buena operación.

Remoción de coliformes fecales

La Tabla 5.13 presenta los resultados siguiendo el procedimiento empleado en el cálculo de remoción de coliformes fecales en la laguna facultativa:

Tabla 5.13 Resumen de resultados del cálculo de CF

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Constante de remoción de coliformes fecales, k_{CF}	0.6	d^{-1}
Coefficiente de la dispersión hidráulica, d	0.46	
Coefficiente α	3.35	
Concentración de coliformes fecales, CF_e	200	NMP/100 mL

Condiciones del efluente

La carga superficial removida del efluente para esta laguna es de:

$$C_{sr} = 0.765 C_s - 0.8$$

$$= 0.765(118.06) - 0.8 = 89.52 \frac{kg \text{ DBO}}{ha \text{ d}}$$

$$S_{es} = \frac{C_s Am}{Q}$$

$$S_{es} = 1000 \frac{mg/kg}{L/m^3} \left[\frac{(122 - 192.5) \frac{kg \text{ DBO}}{ha \text{ d}} (1.09 \text{ ha})}{1728 \frac{m^3}{d}} \right]$$

$$S_{es} = 18.6 \frac{mg \text{ DBO}}{L}$$

$$S_{Te} = 2.3 S_{es}$$

$$S_{Te} = 2.3 \left(18.6 \frac{mg \text{ DBO}}{L} \right)$$

$$S_{Te} = 42.7 \frac{mg \text{ DBO}}{L}$$

$$SST_c = 25.60 \frac{mg}{L}$$

La Tabla 5.14 resume los valores de los parámetros de diseño de la laguna de pulimento.

Observe que en este caso, el tamaño de la laguna está regido por la carga máxima que puede aceptar sin haber sobrecarga ya que, por el valor obtenido de 200 coliformes fecales por 100 mL, la laguna podría disminuir más su tamaño y seguiría cumpliendo con la norma.

5.4.1.3. Remoción de huevos de helmintos

Para la remoción de huevos de helmintos, el cálculo la basa en la Ecuación 3.26 y se calcula para el efluente de la laguna facultativa y de pulimento.

Tabla 5.14 Resumen de información para el diseño de la laguna de pulimento con el método de Yáñez

Parámetros	Valores Calculados	unidades
Tiempo de retención hidráulica, τ	9.5	d
Concentración de DBO influente, S_i	76.9	g/m ³
Área de la laguna, Am	1.09	ha
Profundidad, h	1.5	m
Longitud, L	146	m
Ancho, W	73	m
Carga superficial de afluente, C_s	122	kg DBO/(ha d)
Carga superficial removida en la laguna C_{sr}	89.52	kg DBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	18.6	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	42.7	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	25.6	mg/L
Concentración de coliformes fecales, CF_e	200	NMP/100 mL

$$R_{HH} = 100[1 - 0.4^{0.38\tau}]$$

$$R_{HH} = 100[1 - 0.4^{0.38(31.81d)}]$$

$$R_{HH} = 99.99\%$$

De acuerdo a esto, en la primer laguna se remueve el 99.99 por ciento de los huevos de helmintos.

5.4.1.4. Análisis de la Opción 1

La Tabla 3.15 muestra un resumen de los parámetros calculados para el diseño del sistema de tratamiento para la Opción 1.

Este tren de tratamiento resulta en una concentración de coliformes fecales muy por debajo del valor de las normas. Asimismo, cumple con los límites establecidos para la DBO y SST.

Tabla 5.15 Resumen del cálculo de los parámetros de diseño de la opción 1

Concepto	Facultativa	Pulimento	Total por Módulo	Total de la planta	Unidades
Número	1	1	2	6	
Ancho	73.00	73.00			m
Largo	365	146	511		m
Profundidad	2.00	1.50			m
Área neta	2.66	1.09	3.75	11.25	ha
Volumen	53 200	16 350	69 550	208 650	m ³
Tiempo de retención	31.81	9.50	41.31	41.31	d
DBO soluble	38.4	18.6		18.6	mg/L
DBO total	76.9	42.7		42.7	mg/L
SST	48.4	25.6		25.6	mg/L
Coliformes fecales efluente	5.37E+03	200		200	NMP/100 mL
Huevos de helmintos	0.0	0.0		0.0	H/L

5.4.2. OPCIÓN 2 CON EL MÉTODO DE YÁNEZ

5.4.2.1. Dimensionamiento del tanque Imhoff

Los criterios de diseño para un tanque Imhoff se muestran en la Tabla 5.16.

Tabla 5.16 Concentración de coliformes fecales, CF_e

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Profundidad	3.5	m
Tasa superficial bruta	32	m/d
Relación largo/ancho	3:1 a 5:1	
Concentración de sólidos en la purga de lodos	2.5	%
Remoción de DBO	32	%
Remoción de SST	52	%

La Tabla 5.17 muestra los datos de diseño para el tanque Imhoff.

Tabla 5.17 Diseño del tanque Imhoff de la opción 2

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Área requerida	53	m ²
Ancho	4.00	m
Largo	13.25	m
Relación largo/ancho	3.31	
DBO remanente	173	mg/L
SST remanentes	100	mg/L

5.4.2.2. Laguna facultativa

Al emplear el método de Yánez para la remoción de coliformes fecales se tienen los resultados mostrados en la Tabla 5.18.

Tabla 5.18 Concentración de coliformes fecales, CF_e

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Constante de remoción de coliformes fecales, k_{CF}	0.58	
Coefficiente de la dispersión hidráulica, d	0.27	
Coefficiente α	3.83	
Concentración de coliformes fecales, CF_e	58 348	NMP/100 mL

Con base en el cálculo de la sección 5.4.1 y para la concentración proveniente del tanque Imhoff, se tienen los resultados de la Tabla 5.19.

Tabla 5.19 Diseño de la laguna facultativa de la opción 2 con el método de Yánez

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Concentración de la DBO a la laguna, S_i	173	mg/L
Concentración de los sólidos suspendidos, a la laguna, SST	100	mg/L
Carga orgánica superficial,	158	kg DBO/(ha d)
Carga removida en la laguna,	135.32	kg DBO/(ha d)
Tiempo de retención, t	22.32	d
Área de la laguna	1.89	ha
Profundidad media, h	2	m
Volumen de la laguna, V	37,704	m ³
Ancho, W	73.00	m
Largo, L	258.2	m
Relación largo/ancho, X	3.5	3.5
DBO soluble, S_{es}	25.09	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	50.18	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	32.48	mg/L
Coliformes fecales, CF_e	5.8×10^4	NMP/100 mL

5.4.2.3. Laguna de pulimento

Para la remoción de coliformes fecales por el método de Yáñez se tiene los siguientes resultados.

Tabla 5.20 Concentración de coliformes fecales, CF_e

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Constante de remoción de coliformes fecales, k_{CF}	0.58	
Coefficiente de la dispersión hidráulica, d	0.31	
Coefficiente α	3.31	
Concentración de coliformes fecales, CF_e	988	NMP/100 mL

Considerando un tiempo de retención de 14 días, el cual se encuentra en el intervalo de la Tabla 5.19, para este tipo de lagunas y siguiendo el mismo procedimiento que en la sección 5.4.1, se obtienen los valores de la Tabla 5.21.

Tabla 5.21 Diseño de la laguna de pulimento de la opción 2 con el método de Yáñez

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Área de la laguna, A_m	1.61	ha
Longitud, L	220.93	m
Ancho, W	73	m
Carga superficial corregida, C_s	53.76	Kg DBO/(ha d)
Carga removida en la laguna, C_{sr}	40.33	kg DBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	12.154	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	28.84	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	25,97	mg/L
Concentración de coliformes fecales CF_e	988	NMP/100 mL

Observe que en este caso, la remoción de coliformes es la que domina el diseño de la laguna de pulimento.

5.4.2.4. Remoción de huevos de helminto

Empleando la Ecuación 3.27 de Yáñez, se calcularon los valores de la Tabla 5.22.

Tabla 5.22 Remoción de huevos de helmintos para la opción 2 con el método de Yáñez

Laguna	Tiempo de Retención d	Porcentaje de Remoción	No. de huevos en el efluente H/L
Influyente			600.00
Facultativa	22.32	100 %	0.00

5.4.2.5. Análisis de la Opción 2

La Tabla 5.23 muestra las características de diseño de la opción 2 empleando el método de Yáñez para la remoción de coliformes fecales.

Como puede observarse, en este caso el diseño se rige por la eliminación de los coliformes fecales, la cual está en el límite de la concentración establecida por la normatividad vigente.

5.4.3. OPCIÓN 3 CON EL MÉTODO DE YÁÑEZ

5.4.3.1. Laguna anaerobia

Para estimar la carga orgánica volumétrica, se aplica la ecuación de Mara y Pearson:

$$C_v = 20 T - 100$$

$$= 20(14.4) - 100 = 188 \frac{g}{m^3 d}$$

Mientras que el volumen se calcula mediante la Ecuación 3.44.

Tabla 5.23 Características de diseño para la opción 2 con el método de Yáñez

Concepto	Facultativa	Pulimento	Total por Modulo	Total de La planta	Unidades
Número	1	1	2	6	
Ancho	73.00	73.00			m
Largo	258.24	220.93	479.18		m
Profundidad	2.00	1.50			m
Área neta	1.89	1.61	3.50	10.49	ha
Volumen	37 704	24 192	61 896	185 687	m ³
Tiempo de Retención	22.32	14.00	36.32	36.32	d
DBO total	25.09	12.54		12.54	mg/L
DBO soluble	50	28.84		28.84	mg/L
Sólidos suspendidos totales	32.5	26		26	SST
Coliformes fecales efluente	5.83E+04	988		988	NMP/100 mL
Huevos de helminto	0.0	0.00		0.00	H/L

$$V = \frac{S_i Q}{C_v}$$

$$V = \frac{254 \frac{g}{m^3} DBO \left(1728 \frac{m^3}{d}\right)}{188 \frac{g}{m^3 d}}$$

$$V = 2334 m^3$$

Si se considera una profundidad de 4 metros, se tiene:

$$A_{an} = \frac{V}{h} = \frac{2334 m^3}{4 m} = 584 m^2$$

Pero, como además se debe considerar un volumen adicional por la acumulación de lodos generados por la población proyectada (40 L/hab/año) para los 20 años de vida útil. Por lo que se tiene:

$$V_L = 40 \frac{L}{hab/año} 32\,599\,hab/año$$

$$= 1\,303\,960 L = 1\,303.96 m^3$$

Así, considerando una profundidad adicional para el lodo de 0.78 m, el área total es de:

$$A_{an} = \frac{V}{h} = \frac{(2334 + 1304) m^3}{(4 + 0.78) m} = 761 m^2$$

Si X es igual a 3, entonces:

$$W = \sqrt{\frac{A_T}{X}} = \sqrt{\frac{761 m^2}{3}} = 15.92 m$$

$$L = W X = 3(15.92 m) = 47.78 m$$

La Tabla 5.24 muestra un resumen de los parámetros de diseño determinados para la construcción de la laguna anaerobia.

Tabla 5.24 Diseño para la laguna anaerobia de la opción 3

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Carga volumétrica, C_v	188	$g/m^3 d$
Volumen total de la laguna, V	3 638	m^3
Área total de la laguna	761	m^2
Profundidad, h	4.78	
Relación largo/ancho, X	3	
Ancho, W	15.92	
Largo, L	47.78	

5.4.3.2. Laguna facultativa

Para el cálculo de ésta laguna, se sigue el procedimiento de la sección 5.4.1.1, con la corrección de la carga orgánica removida, ya que se trata de una laguna secundaria.

$$C_{sr} = 0.765 C_s - 0.8$$

Para la remoción de coliformes fecales por el método de Yáñez, se tiene:

Tabla 5.25 Concentración de coliformes fecales, CF_e

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Constante de remoción de coliformes fecales, k_{CF}	0.60	
Coefficiente de la dispersión hidráulica, d	0.37	
Coefficiente α	3.86	
Concentración de coliformes fecales, CF_e	2.5 E+5	NMP/100 mL

La Tabla 5.26 presenta un resumen de los datos de diseño calculados para la construcción de la laguna facultativa.

Tabla 5.26 Parámetros de diseño de la laguna facultativa

Parámetros	Valores calculados
Carga orgánica superficial,	165 kg DBO/(ha d)
Carga removida. en la laguna,	125 kg DBO/(ha d)
Tiempo de retención, T	15.71 d
Área de la laguna	1.34 ha
Profundidad media, h	2 m
Volumen de la laguna, V	26,772 m ³
Ancho, W	73.00 m
Largo, L	183.02 m
Relación largo/ancho, X	2.5
DBO soluble, S_{es}	30.58 mg/L
DBO remanente tota, S_{Te}	61.17 mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	39.60 mg/L
Coliformes fecales, CF_e	2.5X10 ⁵ NMP/100 mL

5.4.3.3. Laguna de pulimento

Se considera la construcción de dos lagunas de pulimento de iguales dimensiones conectadas en serie:

Tabla 5.27 Diseño de la laguna de pulimento con el método de Yáñez

Parámetros	Valores Calculados	Unidades
Relación largo/ancho, X	2	m
Área de la laguna, A_m	1.04	ha
Profundidad, h	1.5	m
Longitud, L	142.5	m
Ancho, W	73	m

Primera laguna de pulimento

Considerando un tiempo de retención de 9 días, el cual se encuentra en el intervalo de la Tabla 3.15 para este tipo de lagunas y siguiendo el mismo procedimiento que en la sección 5.4.1.2, se tiene la Tabla 5.28.

Tabla 5.28 Diseño de la primera laguna de pulimento de la opción 3 con el método de Yáñez

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Carga superficial corregida, C_s	101.94	Kg DBO (ha d)
Carga removida en la laguna, C_{sr}	77.19	kg DBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	14.85	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	34.16	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	30.77	mg/L
Concentración de coliformes fecales, CF_e	1.5E+04	NMP/100 mL

La remoción de coliformes fecales por el método de Yáñez está dada en la Tabla 5.29.

Tabla 5.29 Concentración de coliformes fecales, CF_e

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Constante de remoción de coliformes fecales, k_{CF}	0.60	
Coeficiente de la dispersión hidráulica, d	0.48	
Coeficiente a	3.35	
Concentración de coliformes fecales, CF_e	1.5E+4	NMP/100 mL

Segunda laguna de pulimento

Se tiene para el cálculo de la remoción de coliformes fecales:

Tabla 5.30 Concentración de coliformes fecales, CF_e

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Constante de remoción de coliformes fecales, k_{CF}	0.60	
Coeficiente de la dispersión hidráulica, d	0.48	
Coeficiente a	3.35	
Concentración de coliformes fecales, CF_e	92	NMP/100 mL

Considerando un tiempo de retención de 9 días (igual que el de la primera laguna de pulimento) y siguiendo el mismo procedimiento que en la sección precedente para el cálculo del área, (la geometría de la laguna es similar a la primera sólo cambia la carga orgánica que es de 34.16, Kg DBO/m³), se tienen los valores de la Tabla 5.31.

5.4.3.4. Remoción de huevos de helmintos

Empleando la ecuación de Yáñez y siguiendo el procedimiento del apartado 5.4.1.1, se construyó la Tabla 5.32.

Tabla 5.31 Datos de diseño para la construcción de la laguna de pulimento

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Carga superficial corregida, C_s	54.96	kgDBO / (ha d)
Carga removida en la laguna, C_{sr}	42.76	kg DBO/ (ha d)
DBO soluble, S_{es}	8.51	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	19.57	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	17.62	mg/L
Concentración de coliformes fecales, CF_e	92	NMP/100 mL

Tabla 5.32 Remoción de huevos de helmintos en el sistema de la opción 3

Laguna	Tiempo de Retención d	Porcentaje de remoción	No. de huevos en el efluente h/L
Influyente			600.00
Facultativa	15.71	100%	0.10

Como se observa, la concentración de huevos de helmintos está en el límite establecido por las normas para disposición en riego agrícola.

5.4.3.5. Análisis de la Opción 3

La Tabla 5.33 muestra el resumen de los datos de diseño para la Opción 3.

Es importante resaltar que la operación en serie de las lagunas de pulimento favorecen considerablemente la remoción de la materia orgánica biode-

Tabla 5.33 Resumen de los datos de diseño para la opción 3

Concepto	Anaerobia	Facultativa	Pulimento	Total por modulo	Total de la planta	Unidades
Número	1	1	2	4	12	
Ancho	13.59	73.00	73.00			m
Largo	47.78	183.02	142.03	514.86		m
Profundidad	4.78	2.00	1.50			m
Área neta	0.06	1.34	1.04	3.47	10.40	ha
Volumen	2,217	26,722	15 552	60 042	180 127	m3
Tiempo de retención	1.28	15.71	9.0	35.00	35.00	d
DBO total	48.80	30.58	8.51		8.51	mg/L
DBO soluble	128	61.17	19.57		19.57	mg/L
Sólidos suspendidos totales	87.36	39.60	17.62		17.62	mg/L
Coliformes fecales efluente	1.82E+07	253 390	923		923	NMP/100 mL
Huevos de helminto		0.0	0.0		0.0	H/L

gradable (DBO) y de los SST. Observe que, pese a cumplir con los lineamientos para la concentración de coliformes fecales en el efluente, la eficiencia es tan sólo del 99.6 por ciento, valor que podría esperarse mayor por la operación en serie.

5.4.4. CONCLUSIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO CON EL MÉTODO DE YÁNEZ PARA REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES

La Tabla 5.34 muestra los parámetros de mayor relevancia para el diseño de las lagunas

para cada una de las tres opciones empleando el método de Yánez para la remoción de coliformes.

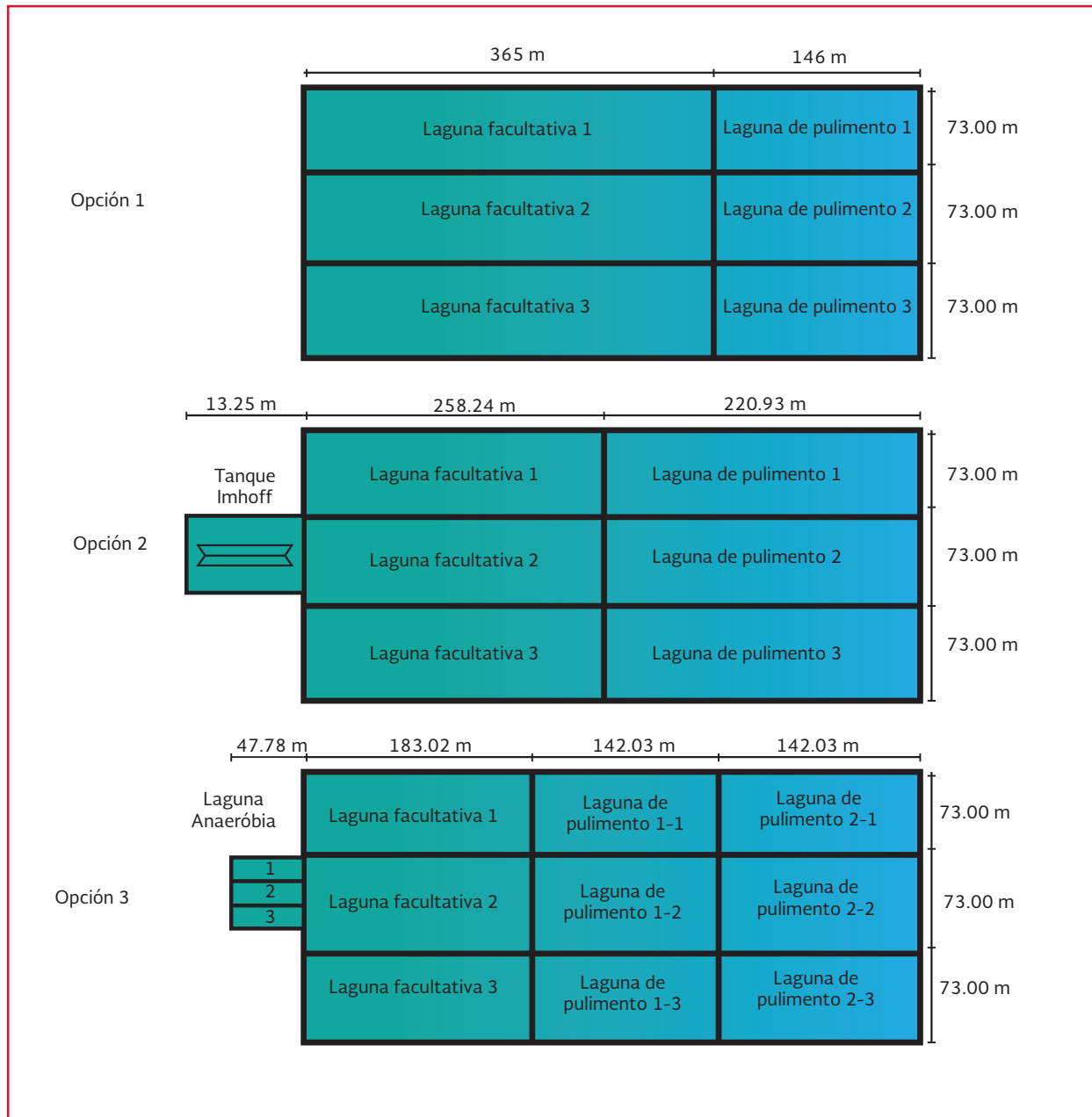
De la Tabla 5.34 se concluye que la mejor opción es la opción número 3 ya que implica una menor generación de lodos (favorecida por la laguna anaerobia) y una mayor remoción de la materia biodegradable.

La Ilustración 5.3 muestra los trenes correspondientes a las opciones 1, 2 y 3 por el método de Yánez.

Tabla 5.34 Comparación de los sistemas de tratamiento analizados en las opciones 1, 2 y 3 con el método de Yánez

Sistema de tratamiento		DBO	SST	C _f	Área total
		mg/L	mg/L	nmp/100mL	ha
Opción 1	Facultativa + Pulimento	42.7	25.6	200	11.25
Opción 2	Imhoff + Facultativa + Pulimento	28.84	26	988	10.49
Opción 3	Anaerobia+Facultativa+2 Pulimento	19.57	17.62	923	10.40

Ilustración 5.3 Trenes de tratamiento de las opciones 1, 2 y 3 empleando el método de Yáñez



5.5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS OPCIONES DE TRATAMIENTO EMPLEANDO EL MÉTODO DE MARAIS

5.5.1. OPCIÓN 1 CON EL MÉTODO DE MARAIS

5.5.1.1. Laguna facultativa

Empleando las mismas consideraciones que en el apartado 5.4.1 se calculan los valores para el diseño de la laguna facultativa. La Tabla 5.35 muestra un resumen de dichos valores, donde, para la remoción de coliformes fecales, se em-

pleó el método de Marais, donde K_{CF} se corrige con la Ecuación 3.73, por temperatura.

$$k_{CF} = 2.6(1.085)^{T-20} \\ = 2.6(1.085)^{14.9-20} = 1.7 \text{ d}^{-1}$$

Por lo que la concentración de coliformes fecales en el efluente ésta dada por la Ecuación 3.28:

$$CF_e = \frac{CF_i}{1 + K_{CF} \tau} \\ CF_e = \frac{1.82E + 07 \frac{NMP}{100 \text{ mL}}}{1 + 1.07 \text{ d}^{-1} (31.81 \text{ d})} \\ CF_e = 5.2E + 05 \frac{NMP}{100 \text{ mL}}$$

Tabla 5.35 Datos de diseños para la laguna facultativa para la opción 1 con el método de Marais

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Carga orgánica superficial,	165	kg DBO/(ha d)
Carga removida en la laguna,	140.64	kg DBO/(ha d)
Tiempo de retención, t	1131.81	d
Área de la laguna	2.66	ha
Profundidad media, h	2	m
Volumen de la laguna, V	53230	m ³
Ancho, W	73.00	m
Largo, L	364.59	m
Relación largo/ancho, X	5	5
DBO remanente soluble, S_{es}	37.39	mg/L
DBO remanente total, S_{re}	74.77	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST.	48.40	mg/L
Concentración de coliformes fecales, CF_e	5.2 E+05	NMP/ 100 mL

5.5.1.2. Lagunas de pulimento

Se instalarán tres lagunas de pulimento para las cuales el tiempo de retención hidráulica τ se obtiene despejando la ecuación de Marais (Ecuación 3.28). Para una concentración de coliformes fecales a la salida de 1 000 NMP/100 mL, se tiene:

Tabla 5.36 Coliformes fecales de las lagunas de pulimento, opción 1

Número	Tiempo individual	Tiempo total	Coliformes fecales
1	9.50	9.50	46 517
2	5.50	15.00	6 752
3	5.50	20.50	980

Siguiendo el mismo procedimiento que en el apartado 5.4.1.3 y considerando las características físicas constantes para las tres lagunas, se tienen los datos de diseño de la Tabla 5.37 y Tabla 5.38.

Tabla 5.37 Diseño de las lagunas de pulimento, opción 1 por el método de Marais

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Área, A_m	0.63	ha
Profundidad, h	1.5	m
Ancho, W	73.00	m
Largo, L	149.92	m
Relación largo/ancho, X	2	

Tabla 5.38 Datos de diseño para cada una de las lagunas de pulimento con el método de Marais para la opción 1

Parámetros	Valores Calculados	Unidades
Primera laguna de pulimento		
Carga superficial corregida, C_s	118.06	kgDBO/(ha d)
Carga removida en la laguna, C_{sr}	89.52	kg DBO/(ha d)
Carga remanente soluble, C_{ss}	18.08	mg/L
Carga remanente total, C_{sr}	41.58	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	37.44	mg/L
Segunda laguna de Pulimento		
Carga superficial removida en la laguna, C_{sr}	10.39	kg DBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	13.56	mg/L
DBO remanente total, S_{te}	31.18	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	28.08	mg/L
Tercera laguna de pulimento		
Carga removida en la laguna, C_{sr}	7.80	DBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	10.17	mg/L
DBO remanente total, S_{te}	23.39	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	21.06	mg/L

De la Tabla 5.38 se observa que la operación en serie genera mejores resultados para la remoción de la materia orgánica que la operación en sistemas con una sola laguna de pulimento.

5.5.1.3. Remoción de huevos de helmintos

Para la remoción de huevos de helmintos, el cálculo se basa en la Ecuación 3.26 y se calcula para el efluente de la laguna facultativa y de pulimento. La Tabla 5.39 muestra un resumen al aplicar dicha ecuación.

Aun cuando el porcentaje de remoción permanece constante en la segunda y tercera laguna de pulimento, los resultados indican una operación eficiente ya que no hay huevos de helmintos en el efluente.

5.5.1.4. Análisis de la Opción 1

En la Tabla 5.40 se tiene un resumen de la Opción 1 la cual considera tres lagunas de maduración. El manejo de varias lagunas en serie permite obtener mejores condiciones del agua tratada, por lo que esta opción de tratamiento ofrece un efluente apto para el reúso deseado.

5.5.2. OPCIÓN 2 CON EL MÉTODO DE MARAIS

5.5.2.1. Dimensionamiento del tanque Imhoff

Se emplean los mismos parámetros de diseño que en la 5.4.2.1 y los valores calculados son los siguientes:

Tabla 5.39 Remoción de huevos de helmintos para la opción 1

Laguna	Tiempo de Retención d	Porcentaje de Remoción	No. De huevos en el Efluente H/L
Influyente			600.00
Facultativa	31.81	100%	0.00
Maduración 1	9.50	99%	0.00
Maduración 2	5.50	93%	0.00
Maduración 3	5.50	93%	0.00

Tabla 5.40 Resumen de los datos de diseño para la opción 1

Concepto	Facultativa	Pulimento 1	Pulimento 2 y 3	Total por módulo	Total de la planta	Unidades
Número	1	1	2	4	12	
Ancho	73.00	73.00	73.00		73.00	m
Largo	364.59	149.92	86.79	688.10		m
Profundidad	2.00	1.50	1.50			m
Área neta	2.66	1.09	0.63	5.02	115.07	ha
Volumen	53 230	16 416	9 504	89 654	265 963	m
Tiempo de Retención	31.81	9.50	5.50	52.31	52.31	d
DBO soluble	37.39	18.08	10.17		10.17	mg/L
DBO total	75	41.58	23.39		23.39	mg/L
SST	48.40	137.44	21.06		21.06	mg/L
Coliformes fecales efluente	5.20E+05	46,517	980		980	NMP/100 mL

5.5.2.2. Laguna facultativa

Con base en el cálculo del apartado 5.4.2.2 y para la concentración proveniente del tanque Imhoff, se tienen los resultados de la Tabla 5.41.

Tabla 5.41 Diseño de las lagunas de pulimento, opción 1 por el método de Marais

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Área requerida	53	m ²
Profundidad, <i>h</i>	1.5	m
Ancho	4.00	m
Largo	13.25	m
Relación largo/ancho	3.31	
DBO total	173	mg/L
SST total	100	mg/L

Remoción de coliformes fecales método de Marais

Se considera la Ecuación 3.28 con un valor de k_{CF} de 1.07 (corregido por temperatura) y se calcula la concentración final como se hizo en el apartado 5.5.1.1.

$$CF_e = \frac{CF_i}{1 + K_{CF} \tau}$$

$$CF_e = \frac{1.82E+07 \frac{NMP}{100 mL}}{1 + 1.07 d^{-1} (22.32 d)}$$

$$CF_e = 7.31E+05 \frac{NMP}{100 mL}$$

5.5.2.3. Laguna pulimento

Se instalarán tres lagunas de pulimento para las cuales el tiempo de retención hidráulica τ se obtiene despejando la ecuación de Marais y considerando una concentración de coliformes fecales a la salida de 1 000 NMP/100 mL (Tabla 5.42).

Tabla 5.42 Tiempo de retención hidráulica para las tres lagunas de pulimento

Número	Tiempo individual	Tiempo total	Coliformes fecales
1	7.60	7.60	83 354
2	7.60	15.20	9 122
3	7.60	22.80	998

Tabla 5.43 Diseño de la laguna facultativa primaria para la opción 2 con el método de Marais

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Concentración de DBO en el influente de la laguna, S	173	mg/L
Concentración de sólidos suspendidos, en el influente de la laguna, SST	100	mg/L
Carga orgánica superficial,	165	kg DBO/(ha d)
Carga removida en la laguna,	140	kg DBO/(ha d)
Tiempo de retención, t	21.41	d
Área de la laguna	1.81	ha
Profundidad media, h	2	m
Volumen de la laguna, V	36,197	m ³
Ancho, W	73.00	m
Largo, L	247.92	m
Relación largo/ancho, X	3.5	3.5
DBO remanente soluble, S_{es}	25.42	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	50.85	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	32.91	mg/L
Concentración de coliformes fecales, CF_e	7.62E+05	NMP/100 mL

Tabla 5.44 Datos de diseño para las tres lagunas de pulimento

Parámetros	Valores Calculados	Unidades
Área, A_m	0.88	ha
Profundidad, h	1.5	m
Ancho, W	73.00	m
Largo, L	119.93	m
Relación largo/ancho, X	2	

Siguiendo el mismo procedimiento que en la 5.5.1.2 y considerando los aspectos constructivos constantes, se desarrollaron a manera de resumen las Tabla 5.43 y Tabla 5.44.

5.5.2.4. Remoción de coliformes fecales (Método de Marais)

Un resumen de los resultados se presenta en la Tabla 5.45.

5.5.2.5. Remoción de huevos de helmintos

Para la remoción de huevos de helmintos, el cálculo se basa en la Ecuación 3.27. Para el

efluente de la laguna facultativa y la de pulimento, los valores se muestran en la Tabla 5.46. En el caso de las lagunas de pulimento no se observa cambio ya que en la laguna facultativa se obtiene una eliminación total de huevos de helmintos.

Tabla 5.45 Datos de diseño para las lagunas de pulimento

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Primera laguna de pulimento		
Carga superficial corregida, C_s	100.35	kgDBO/(ha d)
Carga removida en la laguna, C_{sr}	75.97	kgDBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	12.35	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	28.41	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	25.59	mg/L
Segunda laguna de pulimento		
Carga removida en la laguna, C_{sr}	7.10	kgDBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	9.27	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	21.31	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	19.19	mg/L
Tercera laguna de pulimento		
Carga removida en la laguna, C_{sr}	5.33	kgDBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	6.95	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	15.98	15.98 mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	14.39	14.39 mg/L

5.5.2.6. Análisis de la Opción 2

La Tabla 5.47 muestra el resumen de los parámetros calculados para el diseño del sistema de tratamiento de la Opción 2. En esta opción no mejora mucho el colocar otra laguna de pulimento, lo cual solo impacta en el costo de la obra civil.

Tabla 5.46 Resultados al emplear el método de Marais para la remoción de coliformes fecales

Número	Tiempo individual	Tiempo total	Coliformes fecales
1	8.50	8.50	101,191
2	8.50	17.00	10,018
3	8.50	25.50	992

Tabla 5.47 Concentración de huevos de helmintos para la opción 2

Laguna	Tiempo de Retención (días)	Porcentaje de Remoción	No. De huevos en el Efluente H/L
Influente			600.00
Facultativa	21.41	100	0.00

5.5.3. OPCIÓN 3 CON EL MÉTODO DE MARAIS

5.5.3.1. Laguna anaerobia

Siguiendo el procedimiento empleado, en la sección 5.4.3.1, se tiene la Tabla 5.48 con los resultados para el diseño de la laguna.

5.5.3.2. Laguna facultativa

Para el cálculo de esta laguna se sigue el procedimiento del apartado 5.4.2.2, con la corrección en la carga orgánica removida ya que se trata de una laguna secundaria. La remoción de coliformes fecales (Método de Marais) se calcula con la Ecuación 3.29. El valor de la k_{CF} es de 1.07 d^{-1} debido a la corrección por temperatura, por lo que la concentración de coliformes fecales en el efluente es de:

Tabla 5.48 Diseño del sistema de tratamiento de la opción 2

Concepto	Facultativa	Pulimento 1, 2 y 3	Total por módulo	Total de la planta	Unidades
Número	1	3	4	12	
Ancho	73.00	73.00		73.00	m
Largo	247.92	119.93	607.72		m
Profundidad	2.00	1.50			m
Área neta	1.81	0.88	4.44	13.31	ha
Volumen	36 197	13 133	75 595	226 785	m ³
Tiempo de Retención	21.41	7.60		44.21	d
DBO total	25.42	6.95		6,95	mg/L
DBO soluble	51	15.98		15.98	mg/L
SST	32.91	14.39		14.39	mg/L
Coliformes fecales efluente	7.62E + 05	992		992	NMP/100 mL

$$CF_c = 1.02E + 06 \frac{NMP}{100 mL}$$

La Tabla 5.49 muestra los valores de los parámetros de diseño para la laguna facultativa.

5.5.3.3. Lagunas de pulimento

Se diseñarán tres lagunas de pulimento en serie con un tiempo de retención de 8.5 días, de acuerdo con la Tabla 3.15. Siguiendo el mismo procedimiento que en la sección 5.4.2.3, se obtiene la Tabla 5.50 y Tabla 5.51.

Tabla 5.49 Datos de diseño para la laguna anaerobia

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Carga volumétrica, C_v	198	g/m ³ d
Tiempo de retención hidráulica, T	1.28	d
Volumen total de la laguna, V	2 652	m ³
Área total de la laguna	554	m ³
Relación largo/ancho, X	3	
Ancho, W	13.59	
Largo, L	40.77	
Profundidad, h	4.78	m

Tabla 5.50 Diseño de la laguna facultativa con el método de Marais para la opción 3

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Carga orgánica superficial,	165	Kg DBO/(ha d)
Carga removida en la laguna,	125	kg DBO/(ha d)
Tiempo de retención, T	15.71	d
Área de la laguna	1.34	ha
Profundidad media, h	2	m
Volumen de la laguna, V	26,772	m ³
Ancho, W	73.00	m
Largo, L	183.02	m
Relación largo/ancho, X	2.5	
DBO remanente soluble, S_{es}	30.58	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	61.17	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	39.60	mg/L

Tabla 5.51 Valores comunes para el diseño de las lagunas de pulimento

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Área, A_{ml}	0.98	ha
Profundidad, h	1.5	m
Ancho, W	73.00	m
Largo, L	134.14	m
Relación largo/ancho, X	2	

5.5.3.4. Remoción de coliformes fecales (Método de Marais)

Se considera la Ecuación 3.29 y los resultados se pueden observar en la Tabla 5.52.

Tabla 5.52 Diseño de las lagunas de pulimento para la opción 3 con el método de Marais

Parámetros	Valores calculados	Unidades
Primera laguna de pulimento		
Carga superficial corregida, C_s	107.94	KgDBO/(ha d)
Carga removida en la laguna, C_{sr}	81.77	kgDBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	14.83	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	34.10	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	30.71	mg/L
Segunda laguna de pulimento		
Carga removida en la laguna, C_{sr}	8.53	kgDBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	11.12	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	25.56	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	23.03	mg/L
Tercera laguna de pulimento		
Carga removida en la laguna, C_{sr}	6.39	kgDBO/(ha d)
DBO remanente soluble, S_{es}	8.34	mg/L
DBO remanente total, S_{Te}	19.18	mg/L
Sólidos suspendidos totales, SST	17.27	mg/L

5.5.3.5. Remoción de huevos helmintos

Para la remoción de huevos de helmintos, el cálculo se basa en la ecuación de Yáñez (30) y se calcula para el efluente de la laguna facultativa y la de pulimento. La Tabla 5.53 muestra los datos obtenidos. Como se puede observar el empleo de lagunas de pulimento favorece la eliminación de huevos de helmintos; la cual, no mejora en un tratamiento en serie.

Tabla 5.53 Resultados al emplear el método de Marais para la remoción de huevos de helmintos en la opción 3

Número	Tiempo individual	Tiempo total	Huevos de helmintos
1	5.50	8.50	101 191
2	8.50	17.00	10 018
3	8.50	25.50	992

5.5.3.6. Análisis de la Opción 3

La Tabla 5.54 muestra un resumen del sistema de tratamiento correspondiente a la Opción 3.

5.5.4. CONCLUSIONES DEL DIMENSIONAMIENTO CON EL MÉTODO DE MARAIS PARA LA REMOCIÓN DE COLIFORMES FECALES

La Tabla 5.55 muestra los parámetros de mayor relevancia para una adecuada operación de las lagunas y el área total requerida para las tres opciones empleando el método de Marais para la remoción de coliformes. De la Tabla 5.55 se escoge la segunda opción ya que ofrece la mejor remoción de DBO, y SST y queda en los límites permisibles de CF_e para el uso del efluente en riego.

La Ilustración 5.4 muestra los trenes correspondientes a las tres opciones analizadas calculadas con el método de Marais.

5.6. COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE YÁÑEZ Y DE MARAIS PARA EL DISEÑO DE LAGUNAS

Utilizando el método de Yáñez, que aprovecha la forma de las lagunas, se tiene como resultado un menor número de ellas y un menor tiempo de retención total. Sin embargo, mediante el

Tabla 5.54 Remoción de huevos de helmintos de la opción 3

Laguna	Tiempo de Retención D	Porcentaje de Remoción	No. De huevos en el Efluente H/L
Influyente			600.00
Facultativa	15.71	100%	0.10
Maduración 1	8.50	99%	0.00
Maduración 2	8.50	99%	0.00
Maduración 3	8.50	99%	0.00

Tabla 5.55 Diseño del sistema de tratamiento con el método de Marais para la opción 3

Concepto	Anaerobia	Facultativa	Pulimento 1, 2 y 3	Total por Módulo	Total de la planta	Unidades
Número			3	5	15	
Ancho	13.59	73.00	73.00		73.00	m
Largo	40.77	183.02	134.14	626.21		m
Profundidad	4.78	2.00	1.50			m
Área neta	0.06	1.34	0.98	4.33	12.99	ha
Volumen	2 217	26 722	14 688	73 002	219 007	m ³
Tiempo de Retención	1.28	15.71	8.50	42.50	42.50	d
DBO, efluente	61	34.10	25.58		25.58	mg/L
SST		39.60	17.27		17.27	mg/L
Coliformes fecales efluente	1.02E+06	101 191	99		992	NMP/100 mL

método de Marais se obtienen las mejores eficiencias de remoción de materia orgánica y un

valor constante (en el límite) para los coliformes fecales (ver Tabla 5.56).

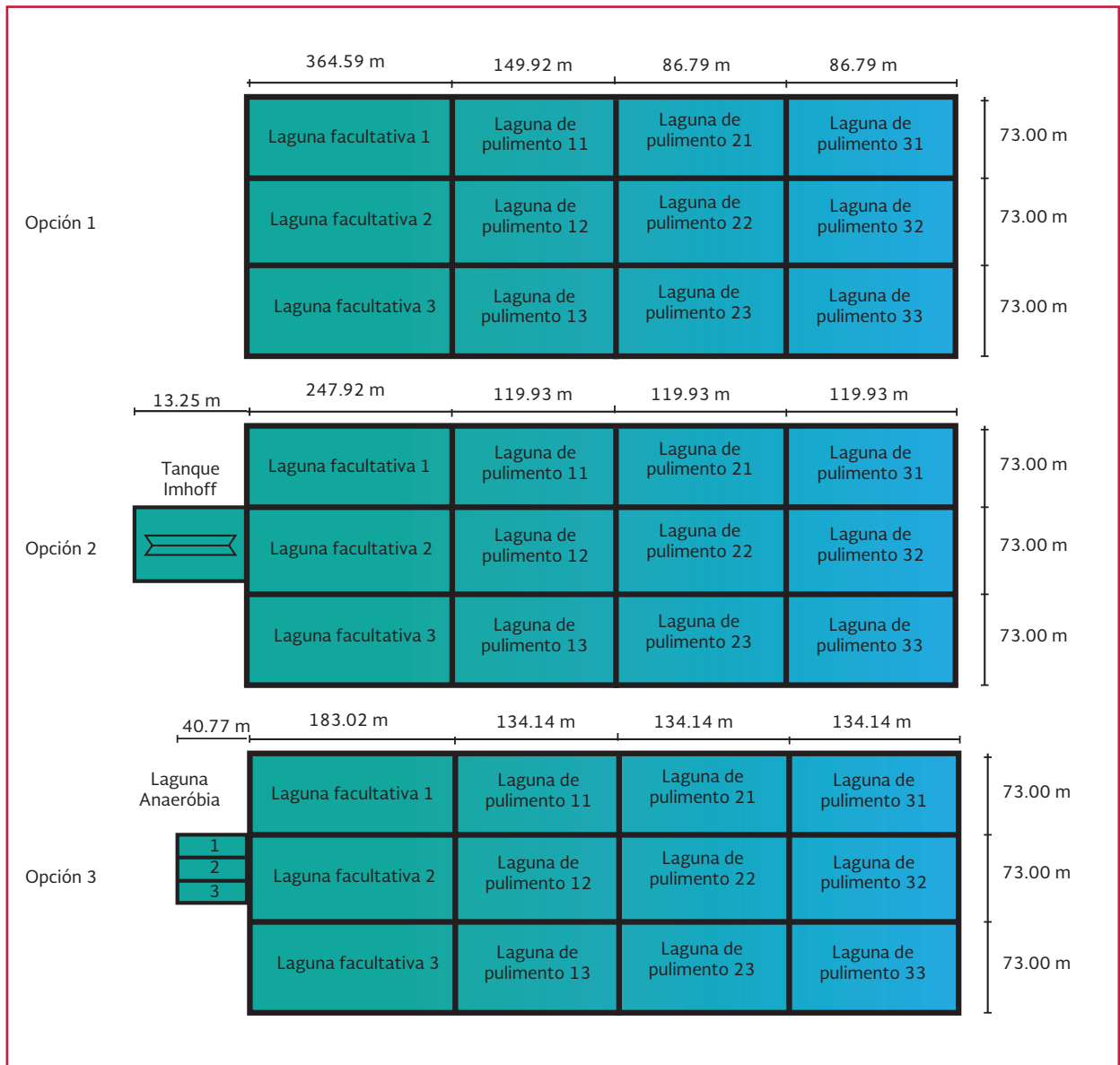
Tabla 5.56 Comparación de las tres opciones de tratamiento con, el método de Marais

Sistema de tratamiento mg/L		DBO mg/L	Sst nmp/100mL	Cf _e ha	Área total
Opción 1	Facultativa + Pulimento	10.17	21.06	980	15.07
Opción 2	Imhoff + Facultativa + 3 Pulimento	15.98	14.39	992	13.31
Opción 3	Anaerobia+Facultativa+3Pulimento	25.58	17.27	992	12.9

Tabla 5.57 Comparación de los sistemas de tratamiento analizados en las opciones

Sistema de tratamiento mg/L		DBO mg/L	SST nmp/100ml	Cf _e ha	Área total
Método de Yáñez					
Opción 1	Facultativa + Pulimento	41.58	37.44	10	11.27
Opción 2	Imhoff + Facultativa + Pulimento	28.84	26	988	10.49
Opción 3	Anaerobia+Facultativa+2Pulimento	19.57	17.62	923	10.40
Método de Marais					
Opción 1	Facultativa + Pulimento	10.17	21.06	980	15.07
Opción 2	Imhoff + Facultativa + 3 Pulimento	15.98	14.39	992	13.31
Opción 3	Anaerobia+Facultativa+3Pulimento	25.58	17.27	992	12.9

Ilustración 5.4 Trenes de tratamiento de las opciones 1, 2 y 3 empleando el método de Marais



Finalmente se puede concluir que, pese a que ambos métodos garantizan una calidad idónea para el riego agrícola, la mejor opción es la número 3 y, en segundo término, la 2 empleando

el método de Yáñez para el cálculo de la remoción de coliformes fecales, por los menores requerimientos de obra civil.

5.7. SISTEMA LAGUNARES INTEGRADOS AVANZADOS

El concepto de sistema lagunares integrados avanzados combina múltiples lagunas con recirculación (Oswald, 1991). El sistema consiste de una laguna facultativa primaria profunda seguida de una laguna aerobia poco profunda. La laguna primaria dispone de fosas de fermentación para tratamiento anaerobio de sólidos sedimentados. Las fosas de fermentación deben mantenerse sin aireación y sin agitación y podrían servir como digestores anaerobios de flujo ascendente. Como ejemplo de un sistema lagunar integrado avanzado es el que opera para la ciudad de San-

ta Helena, Cal., EUA., localizado en el Valle de Napa al Norte de San Francisco. El sistema trata 1 900 m³/d de aguas municipales. Se instalan tres aireadores flotantes en la capa superficial de la laguna primaria para suplementar el aire requerido por la carga de algas recirculada de un sistema dual de lagunas. Una tercera laguna en serie se utiliza como sedimentador, el efluente tratado se clora antes de utilizarse para riego. La cuarta y quinta laguna son lagunas de maduración. Los parámetros de operación del sistema lagunar se muestran en la siguiente Tabla 5.58. La tasa de carga de DBO se basa en la tasa del flujo de diseño, un afluente típico contiene aproximadamente 300 mg de DBO/L, le corresponde una carga superficial de 387 kg/(ha d).

Tabla 5.58 Parámetros de diseño y operación para el sistema lagunar integrado avanzado de Santa Helena, Cal

Parámetros de diseño	Valor	Unidades
Flujo de diseño	0.5	mg/d
Flujo promedio	0.4	mg/d
Laguna primaria		
Aireación	5	hp
Carga de DBO	385	kg/(d ha)
Profundidad	3.048	m
Área	4.046	ha
Tiempo de retención	19	d
Laguna aerobia de alta tasa		
Profundidad	0.91	m
Área	2.064	ha
Tiempo de retención	10	d
Laguna de sedimentación		
Profundidad	2.74	m
Área	1.011	ha
Tiempo de retención	15	d
DBO del afluente	250-300	mg/L
DBO del efluente	15-40	mg/L
SST del afluente	200-250	mg/L
SST del efluente	20-40	mg/L

5.7.1. EJEMPLO DE DISEÑO DE UN SISTEMA LAGUNAR INTEGRADO

Se presentan dos opciones de diseño para un sistema lagunar:

- Opción 1: Dos trenes de tratamiento en paralelo (Ilustración 5.5)
- Opción 2: Un tren de tratamiento en serie (Ilustración 5.6)

Criterios de diseño:

- Flujo promedio anual, 880 m³/d
- Flujo horario máximo, 2 300 m³/d
- Temperatura estacional más fría, 0 °C

Carga de contaminantes:

$DBO = 180 \text{ kg/d (205 mg/L)}$

$SST = 293 \text{ kg/d (240 mg/L)}$

Ilustración 5.5 Dos trenes de tratamiento en paralelo

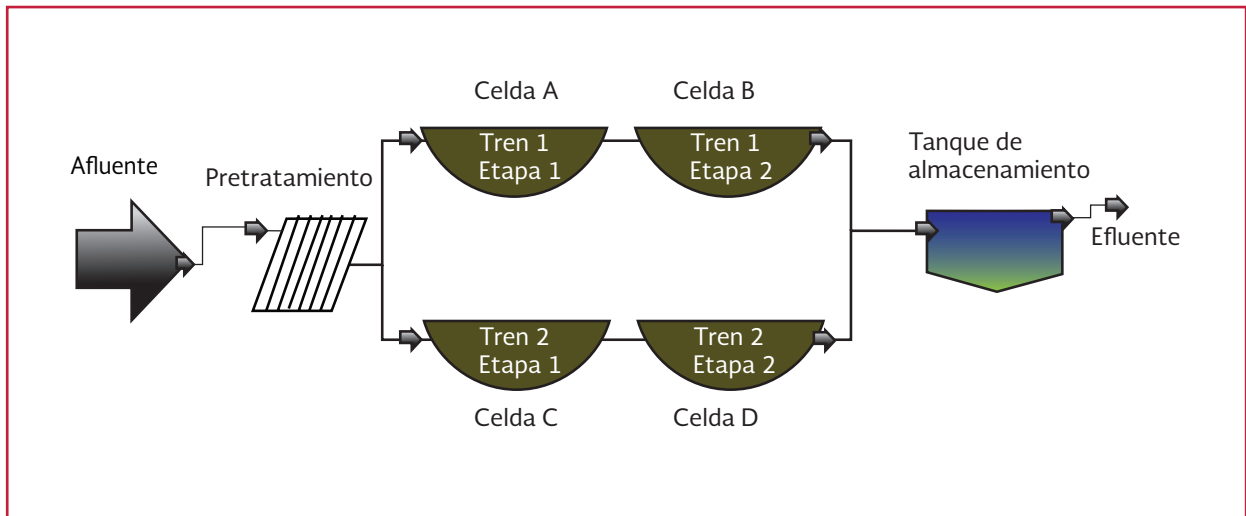
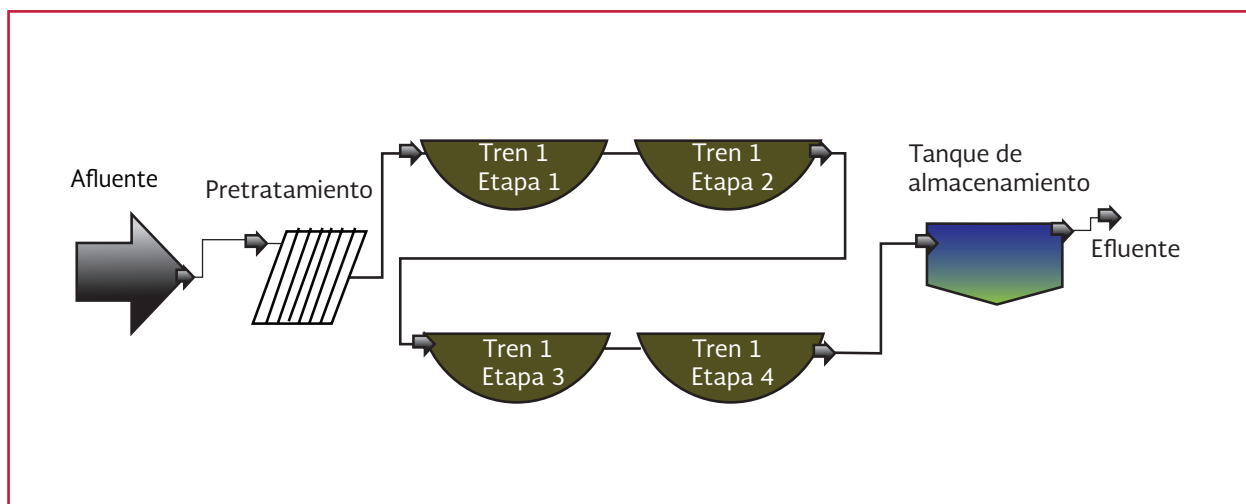


Ilustración 5.6 Un tren de tratamiento en serie



Amoniaco = 25 kg/d (25 mg/L)
 Nitrógeno total = 35 kg/d (49 mg/L)

$$Eff = \frac{(C_0 - C_n)}{C_0}$$

$$\frac{C_n}{C_0} = (1 - Eff)$$

Criterios de descarga:

DBO = 25 mg/L (promedio mensual) y 45 mg/L (máximo diario)
 SST = 30 mg/L (promedio mensual) y 45 mg/L (máximo diario)

Cálculos de diseño para la Opción 1: Dos trenes de tratamiento en paralelo

Se resuelve la eficiencia total para lograr la remoción de DBO:

Carga de DBO del afluente:

$$C_{af} = 180 \frac{kg}{d}$$

Carga de DBO del efluente:

$$C_e = \frac{880 \frac{m^3}{d} \left(25 \frac{mg}{L} \right)}{1000}$$

$$C_e = 20 \frac{kg}{d}$$

$$C_{af} (1 - Eff^2) < C_e$$

$$180 \frac{kg}{d} (1 - 0.66^2) < 22 \frac{kg}{d}$$

$$Eff = 66 \%$$

donde:

Eff = Eficiencia deseada de remoción de DBO cada etapa, representada por:

La ecuación básica para el diseño de lagunas con flujo parcial mixto aireado resulta:

$$\frac{C_n}{C_0} = \frac{1}{\left(1 + \frac{kt}{n} \right)^n} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

La Ecuación 5.1 se combina con la eficiencia para obtener el tiempo de residencia.

donde:

$$k = 0.06 \text{ d}^{-1} \text{ a } 0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$k = 0.2 \text{ d}^{-1} \text{ a } 20 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Para $k = 0.06 \text{ d}^{-1}$ a $0 \text{ } ^\circ\text{C}$, se obtiene el tiempo de residencia:

$$\tau = \frac{66\%}{2.3} \left(\frac{0.06}{d} \right) (100 - 66) = 14.1 \text{ d}$$

por lo tanto, el tamaño de la laguna resultante es de $6\,200 \text{ m}^3$

Para $k = 0.2 \text{ d}^{-1}$ a $20 \text{ } ^\circ\text{C}$, se obtiene el tiempo de residencia:

$$\tau = \frac{66\%}{2.3} \left(\frac{0.2}{d} \right) (100 - 66) = 4.2 \text{ d}$$

por lo tanto, el tamaño de la laguna resultante es de $1\,750 \text{ m}^3$

Resolviendo la eficiencia total para lograr la remoción de demanda bioquímica de oxígeno.

Carga de DBO del afluente:

$$C_{af} = 180 \frac{kg}{d}$$

Considerando atajos de flujo y carga diaria máxima):

$$DBO = 22 \frac{kg}{d}$$

$$180 \frac{kg}{d} (1 - Eff)^4 > 22 \frac{kg}{d}$$

y $Eff = 42\%$, suponiendo celdas de igual tamaño.

Resolviendo para el volumen, a $T = 0\text{ }^\circ\text{C}$ para todas las celdas:

$$\tau = \frac{42\%}{2.3} \left(\frac{0.06}{d} \right) (100 - 42) = 5.3 d$$

Resolviendo para el volumen, a $T = 20\text{ }^\circ\text{C}$ para todas las celdas:

$$\tau = \frac{42\%}{2.3} \left(\frac{0.2}{d} \right) (100 - 42) = 1.6 d$$

Cálculos de diseño para la Opción 2: Un tren de tratamiento en serie

Repitiendo el procedimiento, considerando el arreglo en serie, resultan celdas de 4 700 m³ que proporcionan flexibilidad de operación bajo condiciones normales en estación fría.

En la Tabla 5.59 se resumen los datos para las dos opciones de diseño.

El sistema en paralelo fue puesto en operación en 1993. Originalmente se incluyó aireación mecánica superficial y un diseño de mezclado estándar (1.5 kg O₂/kg DBO y 3 W/m³, respectivamente). Cada celda se equipó con cuatro aireadores superficiales de 3.75 kW (5 hp). El sistema lagunar operó exitosamente, con excepción de ocasiones de sobrecarga en verano, con valores de 50 mg/L diarios de SST, a condiciones normales de operación y mantenimiento.

Tabla 5.59 Volumen lagunar (m³) requerido para los sistemas lagunares en serie y en paralelo

Operación	Celda A	Celda B	Celda C	Celda D
En paralelo (estación fría)	6 200	6 200	6 200	6 200
En paralelo (estación caliente)	1 750	1 750	1 750	1 750
En serie (estación fría)	4 700	4 700	4 700	4 700
En serie (estación caliente)	1 400	1 400	1 400	1 400



6

TRATAMIENTOS COMPLEMENTARIOS

Es común que las lagunas se construyan en combinación con otros procesos ya sea para:

- Mejorar la calidad de su efluente
- Producir junto con otros procesos, un sistema flexible

6.1. TRATAMIENTOS COMPLEMENTARIOS

Las lagunas producen efluentes de nivel secundario los cuales son compatibles con diversos reusos y aceptables para descargar en varios cuerpos de agua. En caso de requerir una calidad más elevada, existen opciones entre las que se encuentran:

- Los filtros de roca y los filtros rápidos de arena (poco usados) (consultar libro “Tratamientos no convencionales de aguas residuales” de MAPAS)
- La filtración intermitente con arena (Consultar libro *Tratamientos no convencionales de aguas residuales* del MAPAS)
- La acuacultura
- Los humedales (Consultar libro *Diseño de plantas de tratamiento de aguas resi-*

duales municipales: humedales artificiales del MAPAS)

- El suelo como método de tratamiento (Consultar libro *Tratamientos no convencionales de aguas residuales* del MAPAS)
- Filtro anaeróbico de flujo ascendente (Consultar libro *Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Filtros anaerobios de flujo ascendente* del MAPAS)

En la Tabla 6.1 se presenta un resumen de los sistemas para mejorar la calidad del efluente de las lagunas de estabilización.

6.1.1. FILTRACIÓN

Los filtros de roca se construyen en la laguna cerca de la salida permitiendo la sedimentación de las algas en la superficie de la roca y en los espacios vacíos (Ilustración 6.1). Por lo regular, el empaque de los filtros se hace con piedras trituradas que producen superficie durable y químicamente resistente para el crecimiento de biopelícula. Fragmentos de roca entre 50-100 mm genera un área superficial específica entre 50-65 m²/m³ con una porosidad entre 50-60 por ciento. También es posible emplear empa-

Tabla 6.1 Tecnología para mejorar la calidad del efluente de lagunas

Parámetro	Filtros intermitentes de arena	Humedales	Humedales artificiales	Filtros de roca	Acuicultura	Suelo con tratamiento a baja tasa
Efectividad en la eliminación de SST	Buena	Buena	Buena	Pobre	Buena	Buena
Remoción de N-NH ₃	Buena con excepción de climas fríos	Pobre a menos que incluya aireación	Pobre a menos que incluya aireación	Pobre	De mediana a excelente	Buena
Remoción de H ₂ S	Buena con excepción de climas fríos	Pobre en invierno	Pobre en invierno	Pobre	N/A	Buena
Parámetro	Filtros intermitentes de arena	Humedales	Humedales artificiales	Filtros de roca	Acuicultura se encuentra en un invernadero	Suelo con Tratamiento a baja tasa no se puede operar en condiciones de congelación 6 a 21 ha por 1 000 m ³ /d
Efectos del clima frío	Disminuye la remoción del H ₂ S y N-NH ₃	Disminuye la remoción de H ₂ S y N-NH ₃	Disminuye la remoción de H ₂ S y N-NH ₃	N/A		
Área requerida	Problemas de operación en caso de congelamiento < 1 ha por 1 000 m ³ /d	6 a 8 ha por 1 000 m ³ /d	3 ha por 1 000 m ³ /d	N/A	N/A	

ques de plástico de varias formas para aumentar el área superficial y la porosidad. Es posible conseguir hasta 200 m²/m³ y porosidad de hasta 95 por ciento.

Por su parte, los filtros intermitentes tienen las siguientes ventajas:

- Se pueden construir con un costo de capital relativamente bajo, si el costo de la tierra y del medio no es prohibitivos
- Su mantenimiento y operación son muy sencillos
- No le afectan las temperaturas bajas ni las variaciones de la calidad del influente

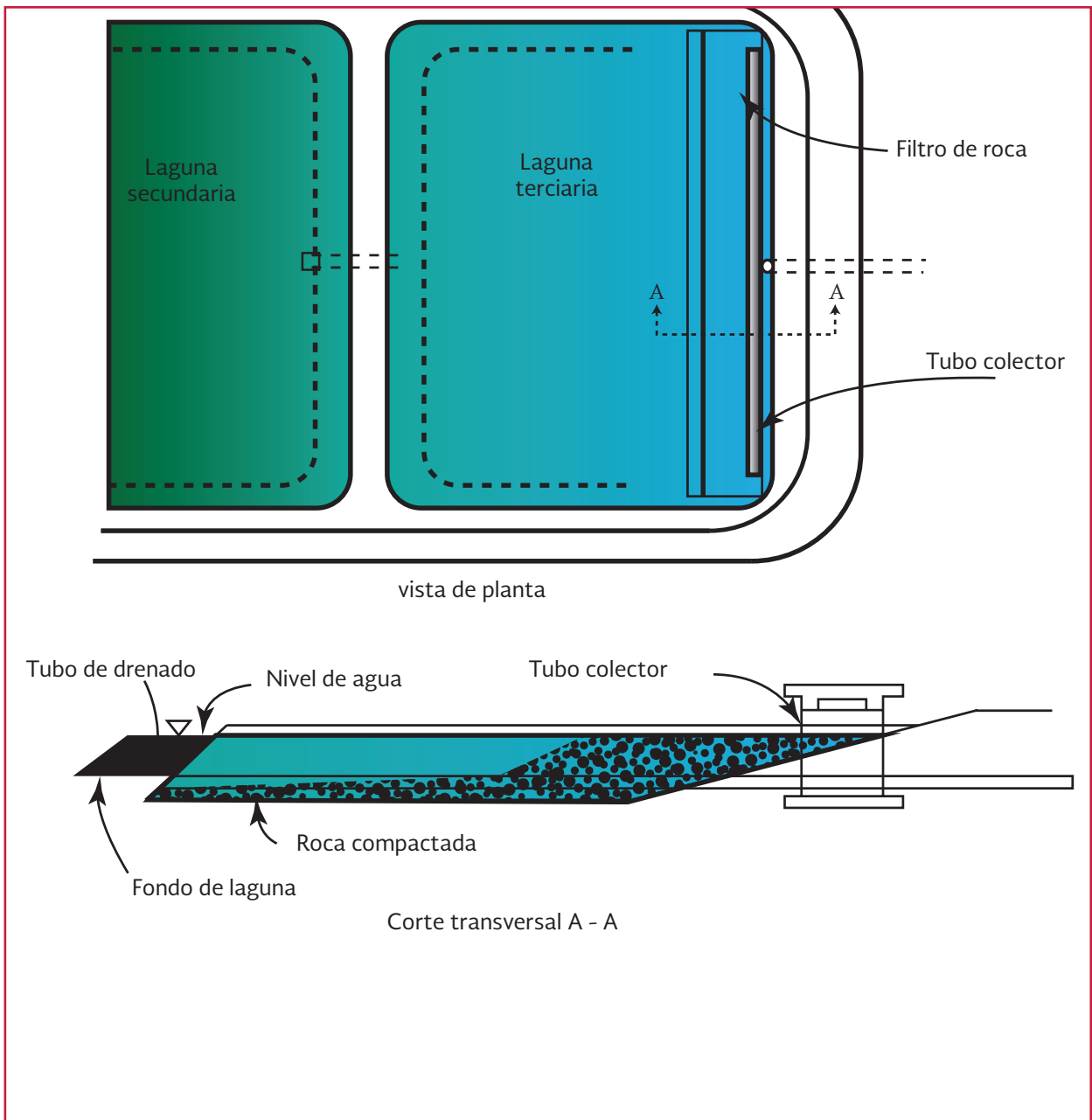
En general, los filtros intermitentes se diseñan como pares de celdas múltiples con tiempos de operación que van de 2 a 8 h/d. Se alimentan

en forma secuencial, de preferencia en la noche, para controlar la aparición de algas, y su efluente se drena durante el día. Truax y Shindala (1994) demostraron que los filtros se colmatan en periodos muy cortos a velocidades de filtración de 0.2 m/h y observaron una buena operación. Cada filtro opera entre 20 y 30 de antes de su colmatación. Es frecuente observar la aparición de hierba en la superficie del filtro que puede retirarse manualmente. Este sistema tiene la ventaja de disminuir el contenido del fósforo del agua.

6.1.2. ACUACULTURA

Los sistemas de acuicultura (por ejemplo, estanque de patos y lirios) se analizan más a fondo en el libro “Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales. Procesos avanzados con fines de reúso” de MAPAS.

Ilustración 6.1 Filtro de roca dentro de una laguna facultativa (a) vista de planta y (b) sección transversal



6.1.3. HUMEDALES ARTIFICIALES

Los humedales se aplican para lagunas de 20 a 1 000 L/s. Alcanzan una calidad en el efluente similar a tratamiento convencional a nivel secundario o avanzado. Para la remoción de nutrientes (fósforo y nitrógeno) se requiere que la carga orgánica sea pequeña. Se pueden emplear

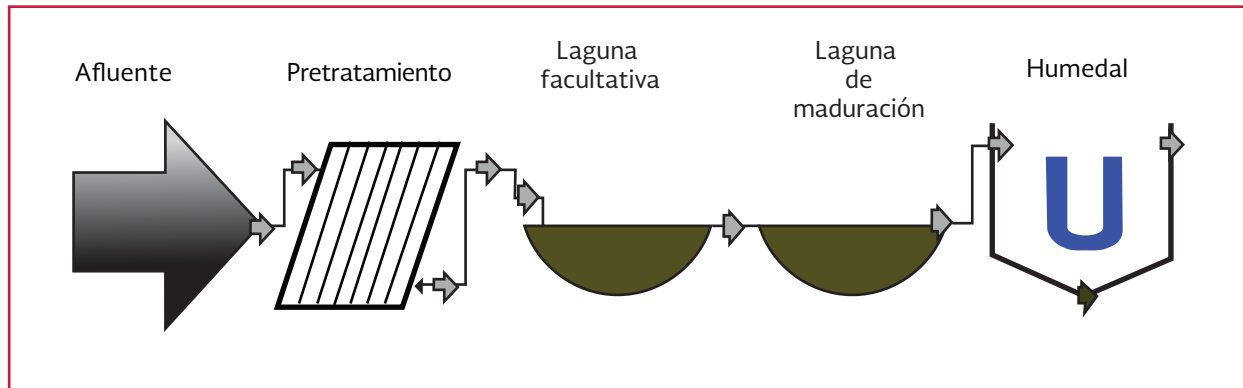
celdas múltiples o por etapas, cada una destinada para objetivos específicos. En general, los humedales se integran en sistemas compuestos por:

- Pretratamiento
- Laguna facultativa
- Laguna de maduración
- Humedad

Es importante mencionar que los humedales se deben diseñar con criterios específicos para cada región y que deben considerar la profundidad y permeabilidad del suelo, niveles de agua estacionales, topografía, forma y tamaño del predio,

cortina de árboles y condiciones climatológicas. El diseño de los humedales se aborda con detalle en el libro *Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: humedales artificiales* del MAPAS.

Ilustración 6.2 Diagrama de flujo de un humedal artificial



6.1.4. TRATAMIENTO EN SUELO

El suelo, como método de tratamiento (*land treatment*) es una técnica muy empleada y ampliamente

recomendada. Es una operación de post-tratamiento que demanda grandes requerimientos de tierra y es muy recomendable en zonas de escasez el agua (Ilustración 6.3).

Ilustración 6.3 Ejemplo de aplicación en suelo



6.2. SISTEMAS QUE EMPLEAN LAGUNAS

Como se ha mencionado en los capítulos anteriores, las lagunas también se pueden utilizar en combinación con procesos de tratamiento de agua para obtener efluentes de alta calidad.

Aunque la combinación es poco común, debido al contraste en los costos de operación, es posible diseñar una planta de filtros rociadores seguida por lagunas de pulimento donde se nitrifica el agua y se digieren los lodos del sistema biológico (Ilustración 6.4).

Las variaciones de calidad del efluente de la laguna se muestran en la Ilustración 6.5. El lodo generado puede ser empleado en la agricultura.

Por su parte, en el concepto New Hamburg (Ilustración 6.6), las lagunas aireadas o facultativas son usadas como, una primera etapa en el proceso de tratamiento para mantener una cantidad constante de SST en el efluente y éste, sea rociado, sobre, un filtro intermitente. La materia particulada incluyendo las algas es eliminada

durante el proceso de filtración. La nitrificación ocurre durante el paso del agua residual a través del filtro y su exposición ante bacterias nitrificantes adheridas a la arena. Los filtros no requieren retrolavado ya que cuando una de las celdas se tapa se deja fuera de servicio para su auto regeneración y cambio de las capas superiores del medio filtrante. La Tabla 6.2 muestra algunas condiciones de operación.

6.2.1. PLANTAS DE TRATAMIENTO AVANZADO DE LAGUNAS COMBINADAS CON REACTORES BIOLÓGICOS

Al cabo de diversas investigaciones se (ha d) emostrado, que el acoplamiento de las lagunas con reactores biológicos convencionales para el tratamiento de aguas residuales permiten obtener la desnitrificación, una vez que han sido diseñadas para nitrificar, ya que sólo se requiere recircular una mezcla de agua, residual y lodos biológicos provenientes de un sedimentador de alta tasa. Las lagunas pueden ser construidas como lagunas aireadas o de otro tipo combinadas

Ilustración 6.4 Diagrama de flujo de lodos activados y lagunas de pulimento

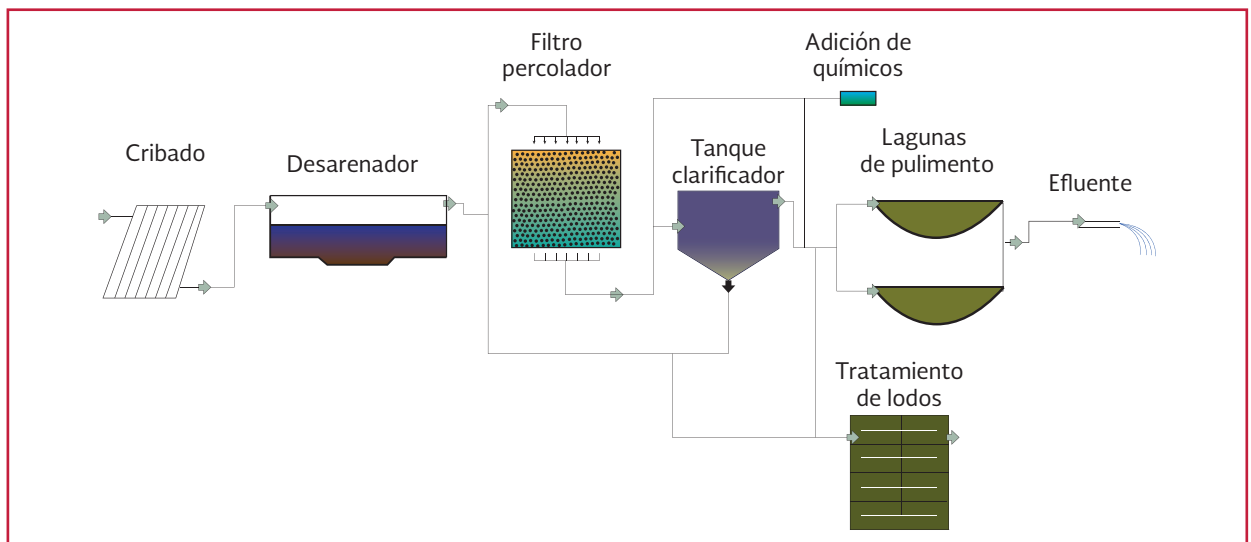
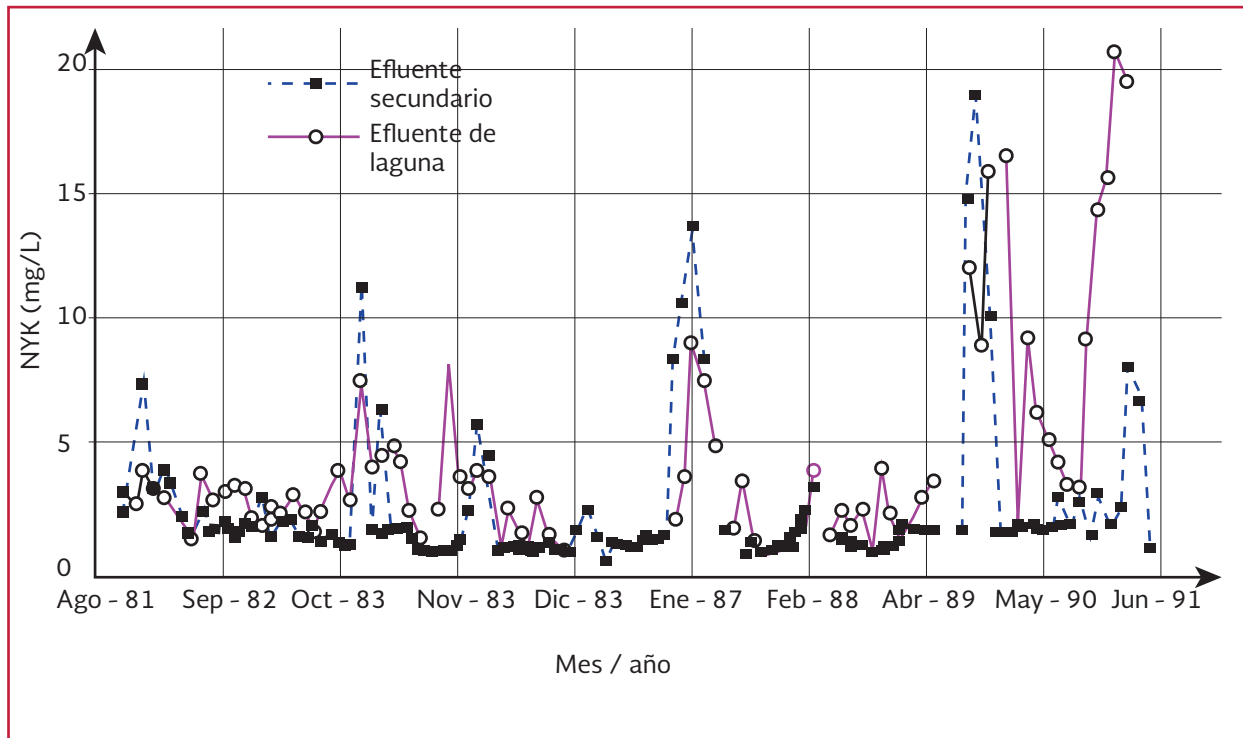


Ilustración 6.5 Concentraciones de nitrógeno total Kjeldahl en un sistema Sutton



con reactores biológicos, como reactores anaerobios de flujo ascendente o discos biológicos rota-

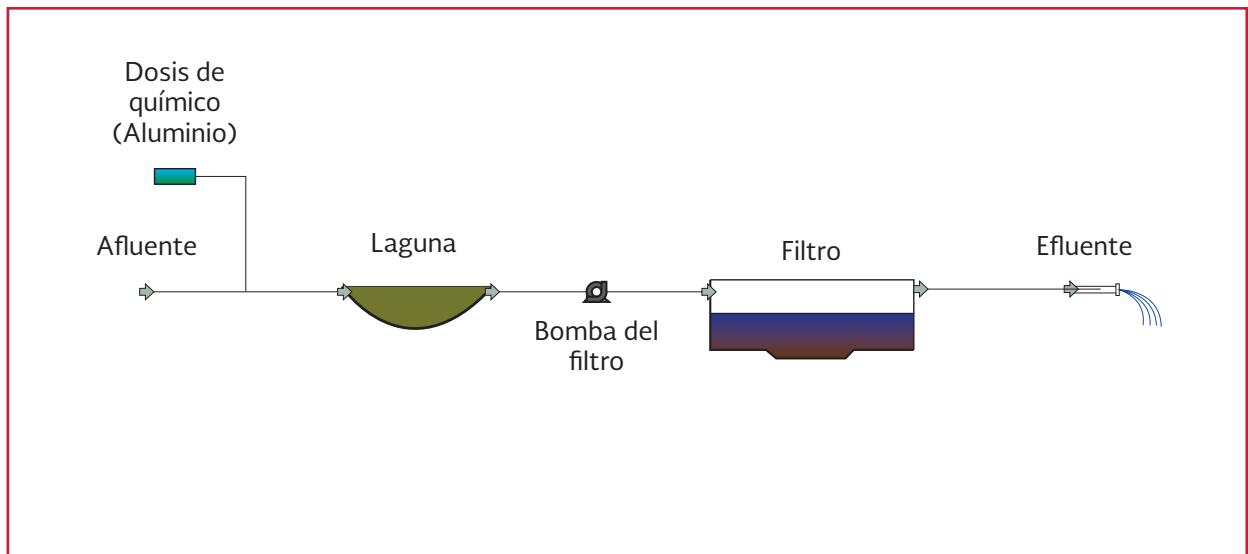
torios. La Ilustración 6.7 muestra el diagrama de flujo de estos sistemas.

Tabla 6.2 Condiciones de operación

Pretratamiento		
Operaciones	Desarenación	
	Cribado	
Lagunas Facultativas		
Número	2	
Superficie	11.1	ha
Tiempo de retención	102	d
Filtración		
Número	4	
Carga superficial	5625	L/m ² d
Remoción de Fósforo		
Reactivos	Alúmina	
Punto de adición	Lagunas o filtros	
Características del efluente		
DBO	10	10 mg/L
SST	15	15 mg/L

- Una laguna de sedimentación (anaerobia) con un volumen equivalente de 0.5 m³/hab con capacidad para la digestión anaerobia de los lodos
- Dos unidades de discos biológicos rotatorios en serie diseñados para nitrificar [DBO: 4g/(m² d); N-NH₃: 1 g/(m² d)]
- Un tanque de sedimentación de alta tasa para la recirculación de los lodos biológicos de los discos a la laguna de sedimentación
- Un sedimentador final y una laguna de pulimento, con una profundidad de 1 m y un tiempo de retención hidráulico entre 1 y 5 días

Ilustración 6.6 Proceso New Harnburg



6.3. DESINFECCIÓN

En general, la desinfección es la inactivación y/o destrucción de los microorganismos patógenos del agua a un nivel no dañino. Un buen desinfectante debe ser tóxico para los microorganismos, además de persistir una concentración remanente para prevenir el crecimiento de organismos en los sistemas de distribución para reuso del agua tratada.

Los desinfectantes empleados pueden ser agentes químicos del grupo de los halógenos (cloro y bromo, principalmente) o agentes físicos (luz ultravioleta o gama). La cloración se considera como un sinónimo de desinfección.

Los principales factores que influyen en la acción de un desinfectante son:

- Tiempo de contacto
- Tipo y concentración del agente químico o intensidad y naturaleza de los agentes físicos
- Temperatura
- Número y tipo de organismos

Su eficiencia se mide en la remoción de coliformes fecales y también de huevos de helmintos. Cada desinfectante tiene un campo específico de aplicación. En la Tabla 6.3 se muestran las diferencias entre los parámetros al utilizar diferentes técnicas. Finalmente, se puede afirmar que el tratamiento secundario, proveniente de un sistema lagunar seguido de una filtración y desinfección, puede producir un efluente que contenga niveles no detectables de coliformes fecales/100 ml si la turbiedad es de 2 UTN después de la filtración. El cloro residual será de 1 mg/L después de una cloración con tiempo de contacto de 30 minutos.

Ilustración 6.7 Diagrama de flujo de lagunas combinadas con reactores biológicos

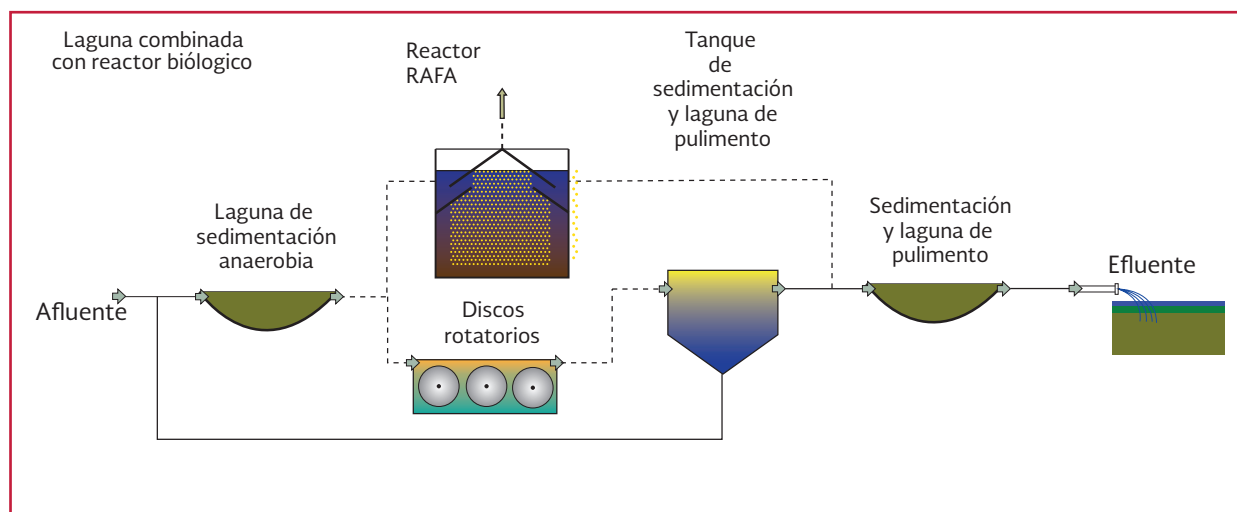


Tabla 6.3 Comparación de los principales métodos de desinfección

Variable	Cloro	Uv
Tiempo de contacto	30 - 50 min	1-10 s
Tanque de reacción	requerido	ninguno
Mantenimiento	mediano	mínimo
Instalación	complicada	Sencilla
Influencia de - materia suspendida - temperatura - pH	alta alta alta	alta ninguna ninguna
Residuos en el agua	presente	nulo
Influencia del agua	presente	nula
Corrosión	presente	nula
Toxicidad	bajo	bajo

CONCLUSIONES

Con el presente documento se dan a los organismos operadores las recomendaciones para el diseño, de lagunas de estabilización, sus componentes físicos, dimensiones, procesos que desarrollan y factores que influyen en su desempeño.

Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento biológico de líquidos residuales, que aprovechan las condiciones ambientales para el tratamiento. Su diseño, en general, se basa en criterios hidráulicos (como el tiempo de residencia hidráulica y la profundidad); sin embargo, existen otros criterios que el diseñador debe considerar para garantizar el funcionamiento adecuado del sistema. Entre estas consideraciones se encuentran el sistema de distribución del agua afluyente a cada una de las lagunas, así como el sistema de captación del agua efluente. Lo anterior es relevante, ya que se deben evitar zonas muertas y cortos circuitos, de tal manera que se garantice el tiempo de residencia para el que fue diseñado el sistema lagunar.

El libro presenta las consideraciones de diseño más relevantes, pero es preciso mencionar que cada caso deberá ser estudiado sobre la base de las características particulares del agua residual, terreno, condiciones climáticas, condiciones socioeconómicas, que permita obtener un diseño acorde a las condiciones prevalecientes.

Por otro lado, las lagunas de estabilización, como las de maduración, no necesariamente son etapas posteriores a sistemas lagunares; muchas veces, por los requerimientos de terreno, un sistema completamente lagunar no se consigue, por lo tanto, pueden diseñarse como etapas posteriores a otros pro-

cesos biológicos como RAFA, FAFA, incluso filtros rociadores. Finalmente, los procedimientos, datos, y modelos matemáticos presentados en este libro, obedecen a la experiencia vertida por especialistas a lo largo del tiempo; sin embargo, en ningún caso debe considerarse esta información como reglamento o norma oficial, mas bien debe ser considerada como una guía para el diseño.

Al igual que las comunidades, ningún fenómeno es igual a otro, los procedimientos, datos y resultados obtenidos, rara vez pueden exportarse de uno a otro; es por eso que el diseño de sistemas de tratamiento es un proceso de aprendizaje y retroalimentación.

BIBLIOGRAFÍA

- Alabaster G., Mills S., Osebe S.A., Thitai W., Pearson H., Mara D. y Muiruri P. (1991). Combined Treatment of Domestic and Industrial Wastewater in Waste Stabilisation Pond Systems in Kenya. *Water Science Technology*, 24(1). 43-52.
- Apuntes del Curso Intensivo No. 8 (1966). Lagunas de estabilización, *Apuntes del Curso Intensivo*, Centro de Ingeniería Sanitaria, UNAM, México.
- Arridge H., Oragui L, Pearson H., Mara D. y Silva S. (1995). Vibrio cholerae 01 and Salmonellae Removal Compared with the Dieoff of Faecal Indicator Organisms in Waste Stabilization Ponds in North-east Brazil, *Water Science and Technology* 31(12). 249-256.
- Arthur J. (1990). Notes on the Design and Operation of Waste Stabilization Ponds in Warm Climates of Developing Countries. *World Bank Technical*, 7.
- Auvinet G. y Esquivel R. (1986). *Impermeabilización de lagunas artificiales*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.
- Ayres R., Mara D., Lee D. y Thitai W. (1993). Monitoring Full Scale Waste Stabilisation Ponds in Kenya for Nematode Egg Removal. *Environmental Technology* Vol. 14, 295-300.
- Azov Y. y Tregubova T. (1995). Nitrification Processes in Stabilization Reservoirs, *Water Science Technology*. 31(12). 313-319.
- Bahl C., Gely M. y Pagano A. (2012). *Patrones de flujo en reactores químicos: desarrollo de modelos matemáticos y numéricos basados en CFD*. Mecánica Computacional Vol XXXI, págs. 49-68, Asociación Argentina de Mecánica Computacional. Salta, Argentina
- Bower, C. J. (1991). Options for the Rational Design and Operation of Oxidation Ponds. *Water Science and Technology* 24(5). 21-32.
- Bracho No., Garcla G., Aldana G. y Perrualo T. (1995). Ajuste de modelos de remoción de DBO en lagunas. *91' Jornadas Científicas Técnicas de Ingeniería*, Vol. IH, Universidad de Zulia, Maracaibo, Venezuela.
- Communications Scientifiques (1982). La depuration 1, par, Lagunage. Technologie, Fonctionnement, Valorisation", Montpellier 234, Communications Scientifiques, Francia.
- Curtis T., Mara D. y Silva S. (1992). The Effect of Sunlight on Faecal Coliforms in Ponds: Implications for Research and Design, *Water Science and Technology* 26(78). 1729-1738.
- Chopard, P.(1982). *Etude des conditions d'une optimisation de la production de bioniasse et de sa valorisation sur une installation de lagunage*. Société Lyonnaisse des Eaux et de l' Eclairage, Laboratoire Central, Le Pecq, Francia.

- Daib S., Kochba M. y Aunimelech Y. (1993). Nitrification Pattern in a Fluctuating Anaerobic/aerobic Pond. *Environment Water Research*, 27(9). 1469-1475.
- De Azevedo J. y Acosta G. (1976). *Manual de hidráulica*. HARLA, España.
- Delaunoy M.(1982). *Epuración et production de biomasse par lagunaje naturel dans un contexte tropical*. Société Lyonnaisse des Eaux et de l' Elairage, Laboratoire Central, Le Pecq, Francia.
- Dixo N., Gambrell M., Catunda P. y Haandel A. (1995). Removal of Pathogenic Organisms from the Effluent of an Upflow Anaerobic, Digester using Waste Stabilization Ponds. *Water Science and Technology* 31(12). 275-284.
- Eckenfelder Jr. (1989). *Industrial water Pollution Control*. Mc GrawHill, 2' Edition, Estados Unidos de América.
- Ellis K. y Rodrigues P. (1993). Verification of two design approaches for stabilization ponds. *Water Research*. 27(9) 1447-1454.
- Emparanza K A. y Torrella F. (1995). Microbiological Performance and Salmonella Dynamics in a Wastewater Depuraflon Pond System of Southeastern Spain. *Water Science and Technology*. 31(12). 239-248.
- EPA (1974). Design Criteria form Mechanical, Electrical and Fluid System and Component Reability, *EPA 43019974001, Office of WaterProgram Operations*, Washington, D. C., Estados Unidos de América.
- EPA (1983). Desing Manual. Municipal Wastewater Stabilization Ponds. *EPA6251183015, Office of Water Program Operations*, Washington'. D.C., Estados Unidos de América.
- EPA (1977). Stabilization Ponds. Operations Manual, MO 15. *EPA430/977012, Office of Water Program Operations*, Washington, D. C., Estados Unidos de América.
- Esen L, Puskas K., Banat L, y AIDaber R.(1992). BOD and COD Removal in Waste Stabilization Ponds, *Environmental Téchnology* 13. 1181-1186.
- Evans B., Nutt S., Ho., T. y Melcer H. (1993). Alternative Approaches for Upgrading Effluent Quality for Lagoon Based Systems, *Water Science and Technology*. 28(10), 201-205.
- Frederick G. y Lloyd B. (1995). Evaluation of Serratia Marcescens Bacteriophage as a Tracer and a Model for Virus, Removal in Waste Stabilization Ponds, *Water Science and Technology* 31(12). 291-302.
- Gaviria J. (1994). *Tratamiento de aguas residuales por lagunaje*. Master en Contaminación Ambiental, Universidad Politécnica de Madrid, pp. 229.
- Gattuso, J., Frankingnoulle, M, Stephen V. (1999) Measurement of community metabolism and significance in the coral reef CO₂ source-sink debate, *PNAS*, Vol 23, 13017-13022
- Ghrabi A., Ferchichi M. y Drakides C. (1993). Treatment of Wastewater by Stabilization Ponds Aplication to Tunisian Conditions, *Water Science and Technology* 28(10). 193-199.
- Gómez E., Casellas C., Picot B. y Bontoux J. (1995). Ammonia Elimination Processes in Stabilization and Highrate Algal Pond Systems. *Water Science and Technology* 31(12). 303-312.
- IMTA (1995). *Curso Internacional "Las lagunas de estabilización como alternativa de tratamiento para reúso agrícola"*, Centro de Capacitación IMTA, Jiutepec, Morelos México.
- IMTA, CNA, TACSA.1 (1994). *Curso "Manual de operación y mantenimiento de sistemas*

- lagunares”, Centro de Capacitación IMTA, Eutepec, Morelos, México.
- Jiménez B., Noyola A. y Capdeville B. (1988). Selectes Ideas for Residence Time Distribution in Bioreactors. *Biotechnological Techniques* 21. 77-82.
- Juanico M. (1991). Should Waste Stabilization Ponds be Designed for Perfect Mixing or Plugflow?. *Water Science and Technology*. 23.1495-1502.
- Juanico M. y Shelef G. (1991). The Performance of Stabilization Reservoirs as a Funtion of Design and Operation Parameters. *Water Science and Technology* 23. 1509-1516.
- Juanico M. y Shelef G. (1994). Design, Operation and Performance of Stabilization Reservoirs for Wastewater Irrigation in Israel. *Water Research*, 28(1). 175-186,.
- Kantardjieff A. y Jones J. (1994). Removal of Toxicity and some non Conventional Pollutants by a Dual Power Multicellular Lagoon System. *Water Environment Research*. 65(7). 819-826.
- Llavador F. y Prats D. (1993). Mechanistic Model for Facultative Stabilization Ponds. *Water Environment Research*. 66(5). 679-685.
- Mara D. y Marecos do Monte, M. (1990). The Design and Operation of Waste Stabilization Ponds in Tourist Areas of Mediterranean Europe. *Water Science and Technology* 22(3/4). 73-76.
- Mara, D., Pearson, H. (1998). Waste Stabilization Ponds: Design Manual for Mediterranean Europe. Lagoon Technology International Ltd, Leeds.
- Martínez C. (1974). *Funcionamiento de lagunas de estabilización en Cuba*. XXV Congreso Interamericano de Ingenieria Sanitaria. México, D. F.
- Melcer H., Evans B., Nutt S.G. y Ho A. (1995). Upgrading Effluent Quality for Lagoonbased Systems. *Water Science and Technology* 31(12) 379-387.
- Metcalf y Eddy Inc. (1991). *Wastewater Engineering: Treatment. Disposal. Reuse* Aird Edition. McGrawHill, Estados Unidos de América.
- Mezrioui N. y Baleux B. (1994). Resistance Patterns of E.Coli Strains Isolated from Domestic Sewage before and after Treatment in both Aerobic Lagoon and Activated Sludge. *Water Resesearch*, 28(11). 2399-2406.
- Middlebrooks E.J. (1995). Upgrading Pond Effluents: An Overview. *Water Science and Technology*. 31(12). 353-368.
- Middlebrooks E.J. y Crites R. (1988). *Natural Systems for Waste Management and Treatment*. Mc GrawHill Coop, Estados Unidos de América.
- Mills S., Alabaster G., Mara D., Pearson H. y Thitai W. (1992). Efficiency of Faecal Bacterial, Removal in Waste Stabilisation Ponds in Kenya. *Water Science and Technology*, 26(78).
- Narasiah K., Marin M. y Shoiry J. (1990). Sludge Accumulation in Aerated Facultative Lagoons Operating in Colder Climate. *Water Science and Technology* 22(3A).
- Nie M. y Xu S. (1991). Technical and Economic Analysis of Stabilization Ponds. *Water Science and Technology* 23(5). 55-62.
- Oragui L, Arridge H., Mara D., Pearson H. y Silva S. (1995). Rotavirus Removal in Experimental Waste Stabilization Pond Systems with different Geometries and Configurations. *Water Science and Technology* 31(12). 285-290.
- Oswald W. (1991). Introduction to Advanced Integrated Wastewater Ponding Systems. *Water Science and Technology* 24(5).
- Oswald W. (1995). Ponds in the Twentyfirst Century. *Water Science and Technology* 3 1(12).

- Ouano E. (1981). Principles of Wastewater Treatment. *Biological processes*. 1(4) 148-200.
- Palange R. y Zavala A. (1989). Control de la contaminación del agua: Guías para la planificación y financiamiento de proyectos. *Documento Técnico del Banco Mundial*, No. 73S.
- Parker S. y Corbitt R. (1992). *Environmental Science & Engineering*. McGraw Hill, Inc. Estados Unidos de América.
- Petts J. y Eduljee G. (1994). *Environmental Impact Assessment for Waste Treatment and Disposal Facilities*. John Wiley and Sons. Estados Unidos de América.
- Picot B., Halouani C., Casellas S., Moersidik S. y Bontoux J. (1991). Nutrient Removal by High Rate Pond System in a Mediterranean Climate (France). *Water Science and Technology* 23. 1535-1541.
- Polprasert C. y Agarwalla K. (1994). A Facultative Pond, Model Incorporating Biofilm Activity. *Water Environment Research*. 66. 725-732.
- Prats D. y Llavador F. (1994). Stability of Kinetic Models from Waste Stabilization Ponds. *Water Research*. 28(10). 2125-2132.
- Puskas K., Esen I., Banat I. y AIDaher R. (1991). Performance of an Integrated Ponding System Operated in and Zones. *Water Science and Technology* 23. 1543-1552.
- Quin D., Bliss P., Barnes D. y FitzGerald A. (1991). Bacterial (Total Coliform) Dieoff in Maturation Ponds. *Water Science and Technology*. 23. 1525-1534.
- Racault Y. (1993). Pond Malfunction: Case Study of Three Plants in the Southwest of France. *Water Science and Technology*. 28(10) 183-192.
- Rico M. y Escalante V. (1991). *Adaptación de criterios de diseño de reactores anaerobios y sistemas lagunares*. XTA, M. Jiutepec, Morelos, México.
- Rolim Mendonna, S. (1990). *Lagoas de estabilização e aireadas mecanicamente: novos conceitos*. Jolo Pessoa. Paraíba, Brasil.
- Saidam M., Ramadan S. y Butler D. (1995). Upgrading Waste Stabilization Pond Effluent by Rock Filters. *Water Science and Technology*. 3 1(12). 369-378.
- Sanks R. (1980). *Water Treatment Plan Design for the Practicing Engineer*. Ann Arbor Science. Third Edition, Estados Unidos de América.
- Saqqar. M. y Pescod M. (1991). Microbiological Performance of Multistage Stabilization Ponds for Effluent use in Agriculture. *Water Science and Technology*. 2,3. 1517-1524.
- Schleypen P. (1994). Advanced Wastewater Treatment Plants in Lagoons combined with Biological Contactors. *Water Science and Technology*. 29(12). 13-21.
- Shamloufard L, Weinberg K. y Fornelli R. (1993). *Water, Water Everywhere*. Civil Engineering. Estados Unidos de América.
- Shelef G. y Kanarek A. (1995). Stabilization Ponds with Recirculation. *Water Science and Technology* 3 1(12). 389-397.
- Silva S.A., de Oliveira R., Soares J Mara D.D. y Pearson H.W. (1995). Nitrogen Removal in Pond Systems with Different Configurations and Geometries. *Water Science and Technology*. 3 1(12). 321-330.
- SMISA, AC (1993). *Curso sobre Lagunas de Estabilización Aplicabilidad, Operación, Mantenimiento*, 11-13 octubre, México D.F.
- Smith D. (1993). Wastewater Treatment with Complementary Filter Feeders: A New Method to Control Excessive Suspend Solids and Nutrients in Stabilization Ponds. *Water Environment Research*, 65(5). 650-654.

- Smith J. (1995). *Ingeniería de la cinética química*. Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V., Novena reimpresión. México.
- Suffem L, Fitzgerald C. y Sáulia A. (1981). Trace Metal Concentrations in Oxidation Ponds. *Journal Water Pollution Control Federation*. 53(11).
- Surampalli RX., Banerji SK., Pycha C.J. y Lopez E.R. (1995). Phosphorus Removal in Ponds. *Water Science and Technology*. 31(12). 331-339.
- Thirumurthi D. (1991). Biodegradation in Waste Stabilization Ponds (Facultative Lagoons). *Martin, A. M. C Biological Degradation of Wastes. Elsevier Applied Science*. 231-246. Gran Bretaña.
- Truax D. y Shindala A. (1994). A Filtration Technique for Algal Removal from Lagoon Effluents. *Water Environment Research*. 66(7). 894-898.
- Wanielista M. (1990). *Hydrology and Water Quantity Control*. John Wiley and Sons, Estados Unidos de América.
- Water Pollution Control Federation. Natural Systems for Wastewater Treatment. Manual of Practice* FD16. 159-185. Alexandria, Estados Unidos de América.
- Water Pollution Control Federation (1977). *Wastewater Treatment Plant Design. Water Pollution Control Federation, Manual of Practice* No. 8. Estados Unidos de América.
- WEF/ASCE (1990). *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*. ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice No. 77 and F Manual of Practice FD20. Estados Unidos de América.
- Wiandt S., Baleux B., Casellas C. and Bontoux J. (1995). Occurrence of Giardia sp. Cysts during a Wastewater Treatment by a Stabilization Pond in the South of France. *Water Science and Technology* 31(12): 257-265.
- XiangHua W., Yi Q. y XiaSheng, G. (1994). Graphical Presentation of the Transformation of some Nutrients in a Wastewater Stabilization Pond System. *Water Research*. 7(28): 1659-1665.
- Yáñez F. (1993). *Lagunas de estabilización. Teoría, diseño, evaluación y mantenimiento*. Empresa Pública Municipal de Teléfonos, Agua Potable y Alcantarillado de Cuenca. Cuenca, Ecuador.
- Zhao Q. y Zhang Z. (1991). Temperature Influence on Performance of Oxidation Ponds. *Water Science and Technology* 24(5): 85-96.
- Zhoorov V. y Zhookov D. (1991). Tertiary Treatment of Wastewater in Biological Ponds. *Water Science and Technology* 24 (5): 41-46.



A

TEMPERATURAS PROMEDIO EN MÉXICO

Conocer la variación de temperaturas a lo largo del país provee la información necesaria para el diseño dado que las temperaturas de las lagunas son de 2 a 3 °C más cálidas que el aire (lo contrario sucede en la estación más cálida). Otras temperaturas de diseño utilizadas son la temperatura del aire en el periodo más frío de la temporada de riego y la del mes más frío de la temporada turística.

La evaporación neta (precipitación menos la evaporación) tiene que tomarse en cuenta para el diseño de lagunas facultativas y de maduración, no así para el de las lagunas anaerobias, ya

que éstas generalmente tienen una capa de nata la cual evita de manera significativa la evaporación. Si se utiliza la tasa neta de evaporación anual y la de evaporación del mes más cálido adicionalmente se debe realizar un balance hidráulico en el mes más cálido.

La Tabla A.1 presenta la temperatura media del mes más frío y la evaporación neta máxima para, las localidades más importantes de cada uno de los estados de la República. Estas temperaturas podrían usarse como referencia para lugares cercanos al sitio donde se construirán las lagunas.

Tabla A.1 Temperaturas medias en el mes más frío en las principales ciudades de la República Mexicana (Normales climatológicas 1951-2010)

Estado	Ciudad	Temperatura °C	Mes más frío	Periodo de observación (años)
Zona norte				
Chihuahua	Camargo	8.9	Enero	17
	Chihuahua	10.3	"	27
	Cd. Delicias	10.4	"	48
	Hidalgo del Parral	8.8	"	25
	Juárez	5.3	"	11
	Moctezuma	8.9	"	21
	Nuevo Casas Grandes	8.2	"	35
	Ojinaga	10.8	"	27
Coahuila	Monclova	12.6	Enero	32
	Piedras Negras	12.2	"	22
	Saltillo	12.1	"	59
	Torreón	14.5	"	32

Tabla A.1 Temperaturas medias en el mes más frío en las principales ciudades de la República Mexicana (Normales climatológicas 1951-2010) (continuación)

Estado	Ciudad	Temperatura °C	Mes más frío	Periodo de observación (años)
Durango	Cd. Lerdo	13.2	Enero	51
	Durango	10.9	"	32
	Guanacevi	9.5	"	17
	Santiago Papasquiaro	11.8	"	36
Zona centro				
Aguascalientes	Aguascalientes	13.4	Enero	60
	Pabellón de Arteaga	13.6	"	21
Colima	Colima	23.4	"	55
	Manzanillo	21.3	"	30
D.F.	Mixcoac	12.8	"	34
	Escandón	14.7	"	36
	Iztacalco	12.3	"	15
	San Gregorio, Xochimilco	10.7	"	36
Guanajuato,	Celaya	14.8	"	58
	Guanajuato	14.6	"	40
	Irapuato	16.2	"	60
	León	15.2	"	15
	San Miguel de Allende	14.6	"	36
Hidalgo	Aparn	10.5	"	31
	Pachuca	11.6	"	30
	Tulancingo	12.1	"	19
Jalisco	Autlán	19.6	"	44
	Guadalajara	17.3	"	38
	Puerto Vallarta	22.9	Febrero	37
	San Miguel el Alto	13.0	Enero	46
	Teocaltiche	12.1	"	23
México	Amecameca	10.9	"	33
	Malinalco	18.6	"	24
	Texcoco	13.1	"	24
	Toluca	10.2	"	33
	Valle de Bravo	14.8	"	12
Michoacán	Apatzingán	24.6	"	60
	Morelia	14.5	"	58
	Uruapan	15.8	"	11
	Zamora	13.7	"	19
	Zitácuato	14.9	"	20
Puebla	Huachinango	13.1	"	53
	Izúcar de Matamoros	19.4	"	27
	Puebla	13.9	"	56
	Teziutlán	12.3	"	51
	Zacatlán	11.7	"	42

Tabla A.1 Temperaturas medias en el mes más frío en las principales ciudades de la República Mexicana (Normales climatológicas 1951-2010) (continuación)

Estado	Ciudad	Temperatura °C	Mes más frío	Periodo de observación (años)
Querétaro	Jalpan	17.4	Diciembre	11
	Querétaro	15.3	Enero	19
	Tolimán	15.0	Diciembre	49
	Villa Corregidora	14.3	Enero	10
Tlaxcala	Huamantla	11.3	"	53
	Tlaxcala	12.5	"	49
Zona sur				
Guerrero	Acapulco	26.8	Enero	37
	Atoyac	27.0	"	32
	Chilpancingo	19.9	"	22
	Iguala	23.4	Diciembre-enero	57
	Taxco	20.3	Diciembre	29
Oaxaca	Huajuapán de León	16.4	Enero	21
	Huautla de Jiménez	14.7	"	45
	Juchitán	24.8	"	60
	Matías Romero	23.2	"	45
	Oaxaca	18.3	Diciembre-enero	54
Tabasco	Salina Cruz	25.5	Enero	30
	Comalcalco	23.0	"	19
	Tenosique	23.3	"	46
Veracruz	Villahermosa	25.2	"	22
	Córdoba	17.1	"	30
	Jalapa	15.8	"	27
	Orizaba	16.1	"	30
	Poza Rica	19.3	"	54
	Santiago Tuxtla	21.1	"	36
	Tierra Blanca	24.3	"	40
	Veracruz	21.5	"	30
Zona sureste				
Campeche	Campeche	23.7	Enero	56
	Champotón	22.3	"	35
	Cd. del Carmen	24.	"	29
	Escárcega	23.16	"	32
Chiapas	Ocosingo	21.6	"	36
	Pichucalco	22.9	"	33
	Sn. Cristobal las casas	12.3	Diciembre-enero	27
	Tapachula	25.5	Diciembre	49
	Tuxtla Gutiérrez	22.1	Enero	34
Quintana Roo	Cocoyol	23.1	"	17
	Cozumel	22.8	"	30
	Felipe Carrillo Puerto	22.9	"	57
	Kantunilken	21.5	"	18

Tabla A.1 Temperaturas medias en el mes más frío en las principales ciudades de la República Mexicana (Normales climatológicas 1951-2010) (continuación)

Estado	Ciudad	Temperatura °C	Mes más frío	Periodo de observación (años)
Yucatán	Bacanchen	22.8	Diciembre-enero	41
	Mérida	24.0	"	38
	Progreso	22.7	"	44
	Tizimin	22.1	"	28

TABLA DE CONVERSIONES DE UNIDADES DE MEDIDA

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

Longitud

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

Superficie

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

Volumen/capacidad

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

Masa/peso

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

Temperatura

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

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

Otros sistemas de unidades		Multiplicado por	Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Unidad	Símbolo	Factor de conversión	Se convierte a	
Longitud				
Pie	pie, ft.,'	0.30	metro	m
Pulgada	plg, in,"	25.40	milímetro	mm
Presión/esfuerzo				
Kilogramo fuerza/cm ²	kg _f /cm ²	98 066.50	pascal	Pa
Libra/pulgada ²	lb/ plg ² , PSI	6 894.76	pascal	Pa
atmósfera técnica	at	98 066.50	pascal	Pa
metro de agua	m H ₂ O (mca)	9 806.65	pascal	Pa
mm de mercurio	mm Hg	133.32	pascal	Pa
bar	bar	100 000.00	pascal	Pa
Fuerza/ peso				
kilogramo fuerza	kg _f	9.80	newton	N
Masa				
libra	lb	0.45	kilogramo	kg
onza	oz	28.30	gramo	g
Peso volumétrico				
kilogramo fuerza/m ³	kg _f /m ³	9.80	N/m ³	N/m ³
libra /ft ³	lb/ft ³	157.08	N/m ³	N/m ³
Potencia				
caballo de potencia	CP, HP	745.69	watt	W
caballo de vapor	CV	735.00	watt	W
Viscosidad dinámica				
poise	μ	0.01	pascal segundo	Pa s
Viscosidad cinemática				
viscosidad cinemática	v	1	stoke	m ² /s (St)
Energía/ Cantidad de calor				
caloría	cal	4.18	joule	J
unidad térmica británica	BTU	1 055.06	joule	J
Temperatura				
grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	grado Kelvin	K

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

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

Superficie								
de / a	cm ²	m ²	km ²	ha	mi ²	acre	ft ²	in ²
cm ²	1.00						0.001	0.155
m ²	10 000.00	1.00					10.764	1 550.003
km ²			1.000	100.000	0.386	247.097		
ha		10 000.00	0.010	1.000	0.004	2.471		
mi ²			2.590	259.000	1.000	640.000		
acre		4 047.00	0.004	0.405	0.002	1.000		
ft ²	929.03	0.09					1.000	0.007
in ²	6.45						144.000	1.000

Volumen								
de / a	cm ³	m ³	L	ft ³	gal. EUA	acre-ft	in ³	yd ³
cm ³	1.000		0.001				0.061	
m ³		1.000	1 000.000	35.314	264.200			1.307
L	1 000.000	0.001	1.000	0.035	0.264		61.023	
ft ³		0.028	28.317	1.000	7.481			0.037
gal. EUA		0.004	3.785	0.134	1.000		230.974	
acre-ft		1 233.490				1.000		
in ³	16.387		0.016		0.004		1.000	
Yd ³		0.765		27.000				1.000

Gasto								
de / a	l/s	cm ³ /s	gal/día	gal/min	l/min	m ³ /día	m ³ /h	ft ³ /s
l/s	1.000	1 000.000		15.851	60.000	86.400	3.600	0.035
cm ³ /s	0.001	1.000	22.825	0.016	0.060	0.083		
gal/día		0.044	1.000			0.004		
gal/min	0.063	63.089	1 440.000	1.000	0.000	5.451	0.227	0.002
l/min	0.017	16.667	0.000	0.264	1.000	1.440	0.060	
m ³ /día	0.012	11.570	264.550	0.183	0.694	1.000	0.042	
m ³ /h	0.278		6 340.152	4.403	16.667	24.000	1.000	0.010
ft ³ /s	28.316			448.831	1 698.960	2 446.590	101.941	1.000

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

Permeabilidad							
de	a	cm/s	gal/día/Pie ²	millones gal/día/acre	m/día	pie/s	Darcy
cm/s		1.000	21 204.78		864.000	0.033	
gal/día/pie ²			1.000		0.041		0.055
millón gal/día/acre				1.000	0.935		
m/día		0.001	24.543	1.069	1.000		1.351
pie/s		30.480			26 334.72	1.000	
Darcy			18.200		0.740		1.000

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

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

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

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

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

Conversión de pies y pulgadas, a metros												
ft, in/m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0.000	0.025	0.051	0.076	0.102	0.127	0.152	0.178	0.203	0.229	0.254	0.279
1	0.305	0.330	0.356	0.381	0.406	0.432	0.457	0.483	0.508	0.533	0.559	0.584
2	0.610	0.635	0.660	0.686	0.711	0.737	0.762	0.787	0.813	0.838	0.864	0.889
3	0.914	0.940	0.965	0.991	1.016	1.041	1.067	1.092	1.176	1.143	1.168	1.194
4	1.219	1.245	1.270	1.295	1.321	1.346	1.372	1.397	1.422	1.448	1.473	1.499
5	1.524	1.549	1.575	1.600	1.626	1.651	1.676	1.702	1.727	1.753	1.778	1.803
6	1.829	1.854	1.880	1.905	1.930	1.956	1.981	2.007	2.032	2.057	2.083	2.108
7	2.134	2.159	2.184	2.210	2.235	2.261	2.286	2.311	2.337	2.362	2.388	2.413
8	2.438	2.464	2.489	2.515	2.540	2.565	2.591	2.616	2.642	2.667	2.692	2.718
9	2.743	2.769	2.794	2.819	2.845	2.870	2.896	2.921	2.946	2.972	2.997	3.023
10	3.048	3.073	3.099	3.124	3.150	3.175	3.200	3.226	3.251	3.277	3.302	3.327
11	3.353	3.378	3.404	3.429	3.454	3.480	3.505	3.531	3.556	3.581	3.607	3.632
12	3.658	3.683	3.708	3.734	3.759	3.785	3.810	3.835	3.861	3.886	3.912	3.937
13	3.962	3.988	4.013	4.039	4.064	4.089	4.115	4.140	4.166	4.191	4.216	4.242
14	4.267	4.293	4.318	4.343	4.369	4.394	4.420	4.445	4.470	4.496	4.521	4.547
15	4.572	4.597	4.623	4.648	4.674	4.699	4.724	4.750	4.775	4.801	4.826	4.851
16	4.877	4.902	4.928	4.953	4.978	5.004	5.029	5.055	5.080	5.105	5.131	5.156
17	5.182	5.207	5.232	5.258	5.283	5.309	5.334	5.359	5.385	5.410	5.436	5.461
18	5.486	5.512	5.537	5.563	5.588	5.613	5.639	5.664	5.690	5.715	5.740	5.766
19	5.791	5.817	5.842	5.867	5.893	5.918	5.944	5.969	5.994	6.020	6.045	6.071
20	6.096	6.121	6.147	6.172	6.198	6.223	6.248	6.274	6.299	6.325	6.350	6.375
21	6.401	6.426	6.452	6.477	6.502	6.528	6.553	6.579	6.604	6.629	6.655	6.680
22	6.706	6.731	6.756	6.782	6.807	6.833	6.858	6.883	6.909	6.934	6.960	6.985
23	7.010	7.036	7.061	7.087	7.112	7.137	7.163	7.188	7.214	7.239	7.264	7.290
24	7.315	7.341	7.366	7.391	7.417	7.442	7.468	7.493	7.518	7.544	7.569	7.595
25	7.620	7.645	7.671	7.696	7.722	7.747	7.772	7.798	7.823	7.849	7.874	7.899
26	7.925	7.950	7.976	8.001	8.026	8.052	8.077	8.103	8.128	8.153	8.179	8.204
27	8.230	8.255	8.280	8.306	8.331	8.357	8.382	8.407	8.433	8.458	8.484	8.509
28	8.534	8.560	8.585	8.611	8.636	8.661	8.687	8.712	8.738	8.763	8.788	8.814
29	8.839	8.865	8.890	8.915	8.941	8.966	8.992	9.017	9.042	9.068	9.093	9.119
30	9.144	9.169	9.195	9.220	9.246	9.271	9.296	9.322	9.347	9.373	9.398	9.423
31	9.449	9.474	9.500	9.525	9.550	9.576	9.601	9.627	9.652	9.677	9.703	9.728
32	9.754	9.779	9.804	9.830	9.855	9.881	9.906	9.931	9.957	9.982	10.008	10.033
33	10.058	10.084	10.109	10.135	10.160	10.185	10.211	10.236	10.262	10.287	10.312	10.338
34	10.363	10.389	10.414	10.439	10.465	10.490	10.516	10.541	10.566	10.592	10.617	10.643
35	10.668	10.693	10.719	10.744	10.770	10.795	10.820	10.846	10.871	10.897	10.922	10.947

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

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

Fórmulas generales para la conversión de los diferentes sistemas

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

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

epm = equivalentes por millón

ppm = partes por millón

gpg = granos por galón

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



ILUSTRACIONES

Ilustración 2.1 Modelo esquemático de las líneas funcionales entre los ecosistemas acuático y terrestre	8
Ilustración 2.2 Diagrama de la cadena alimenticia en una laguna	9
Ilustración 2.3 Diagrama esquemático de la trayectoria del flujo de carbono en un digestor anaerobio	10
Ilustración 2.4 Sistema de tratamiento en lagunas de estabilización	13
Ilustración 2.5 Representación esquemática de la relación simbiótica entre algas y bacterias	14
Ilustración 2.6 Representación esquemática de las lagunas de estabilización facultativas	17
Ilustración 2.7 Diagrama simplificado del proceso, de degradación de la materia orgánica en una laguna	19
Ilustración 2.8 Dispersión de luz en un cuerpo de agua	21
Ilustración 2.9 Variación del contenido de oxígeno disuelto en una laguna a lo largo del año	24
Ilustración 2.10 Perfil de la concentración del fósforo con respecto a la profundidad en una cisterna oligotrófico y eutrófico	25
Ilustración 2.11 Perfil de la concentración del nitrógeno con respecto a la profundidad en un sistema oligotrófico y eutrófico	25
Ilustración 2.12 Flujo pistón ideal	27
Ilustración 2.13 Flujo pistón disperso	27
Ilustración 2.14 Curvas C típicas de patrones de flujo para regímenes de tipo pistón y completamente mezclado (Bahl, et. al., 2012)	29
Ilustración 2.15 Concentración de bacterias en el efluente de un reactor de flujo pistón y otro completamente mezclado simulados en estado estacionario. Juanico, 1991	31
Ilustración 2.16 Concentración de DBO en el efluente de un reactor de flujo pistón y otro completamente mezclado simulados en estado estacionario. Juanico, 1991	31
Ilustración 2.17 Flujo hidráulico en una serie de lagunas de maduración pequeñas con un tiempo de retención corto. A) Se considera un flujo completamente mezclado, B) diseño hidráulico y flujo de operación	32
Ilustración 3.1 Líneas de distribución de a) aeradores superficiales y b) difusores en la primera laguna de un sistema parcialmente mezclado	35
Ilustración 3.2 Esquema de una laguna aireada	36
Ilustración 3.3 Tipos de lagunas aireadas (facultativas)	40
Ilustración 3.4 Esquema de una laguna anaerobia	49
Ilustración 3.5 Laguna facultativa típica (sin escala)	54
Ilustración 3.6 Fluctuación de OD en una laguna facultativa	54
Ilustración 3.7 Variación de la carga máxima admisible y de diseño en una laguna facultativa con temperatura media del aire	56
Ilustración 3.8 Valores de kT para la ec. De Wehner y Wilhelm contra la fracción remanente para varios factores de dispersión	61
Ilustración 3.9 Fracción de la DBO removida anaerobiamente para diferentes cargas orgánicas (Ovano, 1981)	64

Ilustración 3.10 Sistema de lagunas integrado para el tratamiento del agua residual y recuperación de nutrientes o reúso (Oswald, 1991)	70
Ilustración 3.11 Esquemas de flujo de lagunas de estabilización con recirculación	71
Ilustración 3.12 Etapas de alimentación de las lagunas facultativas con recirculación	72
Ilustración 3.13 Conteo de algas a través del año en las lagunas de estabilización con recirculación (R/F = 1.5) de la Región Dan.	73
Ilustración 4.1 Sección transversal típica de una laguna construida por excavación y formación de bordos	76
Ilustración 4.2 Influencia del método de compactación en la permeabilidad de una arcilla limosa	78
Ilustración 4.3 Fabricación típica de membranas	84
Ilustración 4.4 Empalmes con distintos sistemas adhesivos	86
Ilustración 4.5 Subdrenaje en un sistema de doble impermeabilización	87
Ilustración 4.6 Esquemas típicos de anclaje de recubrimientos sintético	87
Ilustración 4.7 a) Sello en tubería atravesado taludes, para todo tipo de revestimiento; b) Sello en columna de piso para revestimiento a base de paneles asfálticos y columnas	89
Ilustración 4.8 Detalle de la bota del tubo para todo tipo de revestimiento, excepto paneles asfálticos	89
Ilustración 4.9 Modelo de una laguna de estabilización en serie y con mamparas	91
Ilustración 4.10 Filtros usuales en bordos de lagunas de estabilización	94
Ilustración 4.11 Ejemplo de protección contra oleaje por enrocamiento	95
Ilustración 4.12 Bordo del Lago Nabor Carrillo, 900 ha	96
Ilustración 4.13 Estructuras de entrada	97
Ilustración 4.14 Estructura de salida	98
Ilustración 4.15 Conexión típica interlagunas	99
Ilustración 4.16 Ejemplo de lagunas con mamparas (Rosas, S. <i>et al</i> , 2010)	100
Ilustración 4.17 Ejemplo de lagunas con mamparas (continuación)	101
Ilustración 5.1 Producción de agua residual por su tratamiento mediante módulos	107
Ilustración 5.2 Diagrama de flujo de la metodología que se empleará para diseño de las tres opciones	110
Ilustración 5.3 Trenes de tratamiento de las opciones 1, 2 y 3 empleando el método de Yáñez	122
Ilustración 5.4 Trenes de tratamiento de las opciones 1, 2 y 3 empleando el método de Marais	131
Ilustración 5.5 Dos trenes de tratamiento en paralelo	133
Ilustración 5.6 Un tren de tratamiento en serie	133
Ilustración 6.1 Filtro de roca dentro de una laguna facultativa (a) vista de planta y (b) sección transversal	139
Ilustración 6.2 Diagrama de flujo de un humedal artificial	140
Ilustración 6.3 Ejemplo de aplicación en suelo	140
Ilustración 6.4 Diagrama de flujo de lodos activados y lagunas de pulimento	141
Ilustración 6.5 Concentraciones de nitrógeno total Kjeldahl en un sistema Sutton	142
Ilustración 6.6 Proceso New Harnburg	143
Ilustración 6.7 Diagrama de flujo de lagunas combinadas con reactores biológicos	144

TABLAS

Tabla 3.1 Cuadro resumen localidades mayores de 50 000 habitantes (Metcalf & Eddy, 1991)	35
Tabla 3.2 Valores de k recomendados por diversos autores. (OUANO, 1981)	41
Tabla 3.3 Método de diseño para lagunas aireadas	43
Tabla 3.4 Métodos cinéticos de diseño para lagunas de pulimento	47
Tabla 3.5 Variables de las lagunas anaerobias primarias mde Al Samra (Yáñez, 1993)	50
Tabla 3.6 Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles en función de la temperatura	51
Tabla 3.7 Remoción teórica de la DBO en lagunas anaerobias (Rolim, 1990)	51
Tabla 3.8 Remoción del tratamiento del agua residual en lagunas anaerobias	52
Tabla 3.9 Métodos de diseño para lagunas anaerobias	52
Tabla 3.10 Cargas orgánicas críticas, kg DBO / (ha d) (Shelef y Kanarek, 1995)	55
Tabla 3.11 Resultados de los cuestionarios aplicados en estados unidos (Thirumurthi, 1991)	57
Tabla 3.12 Coeficientes de correlaciones de carga de DBO	59
Tabla 3.13 Variación de la rapidez de reacción en un flujo pistón en función de carga orgánica (Middlebooks y Crites, 1988)	62
Tabla 3.14 Métodos de diseño para lagunas facultativas	65
Tabla 3.15 Resumen de los diferentes modelos empleados para el diseño de los diversos tipos de lagunas de estabilización	67
Tabla 3.16 Cargas orgánicas permisibles en la primer laguna, cuando se aplica la recirculación (Shelef y Kanarek, 1995)	71
Tabla 4.1 Propiedades físicas de los suelos en relación con su uso para impermeabilización de lagunas	79
Tabla 4.2 Principales aspectos a cuidar durante la instalación	90
Tabla 5.1 Gasto a tratar para la población estimada	104
Tabla 5.2 Caracterización del agua residual	105
Tabla 5.3 Información climatológica	106
Tabla 5.4 Construcción de módulos con base en el incremento de la población	107
Tabla 5.5 Comparación entre el agua residual por tratar y los límites máximos permitidos por la NOM-001-SEMARNAT-1996 para su uso en riego	108
Tabla 5.6 Parámetros microbiológicos para uso en riego agrícola	108
Tabla 5.7 Configuración de un sistema de tratamiento	108
Tabla 5.8 Parámetros considerados en la NOM-001-SEMARNAT-1996 para la descarga en suelo para riego agrícola	109
Tabla 5.9 Características de la rejilla	110
Tabla 5.10 Características del desarenador	111
Tabla 5.11 Datos de diseño para los sistemas lagunares	111
Tabla 5.12 Resumen de los cálculo para el diseño de la laguna facultativa	113
Tabla 5.13 Resumen de resultados del cálculo de CF	114
Tabla 5.14 Resumen de información para el diseño de la laguna de pulimento con el método de Yáñez	115
Tabla 5.15 Resumen del cálculo de los parámetros de diseño de la opción 1	115

Tabla 5.16	Concentración de coliformes fecales, CFe	116
Tabla 5.17	Diseño del tanque Imhoff de la opción 2	116
Tabla 5.18	Concentración de coliformes fecales, CF_e	116
Tabla 5.19	Diseño de la laguna facultativa de la opción 2 con el método de Yáñez	116
Tabla 5.20	Concentración de coliformes fecales, CF_e	117
Tabla 5.21	Diseño de la laguna de pulimento de la opción 2 con el método de Yáñez	117
Tabla 5.22	Remoción de huevos de helmintos para la opción 2 con el método de Yáñez	117
Tabla 5.23	Características de diseño para la opción 2 con el método de Yáñez	118
Tabla 5.24	Diseño para la laguna anaerobia de la opción 3	118
Tabla 5.25	Concentración de coliformes fecales, CFe	119
Tabla 5.26	Parámetros de diseño de la laguna facultativa	119
Tabla 5.27	Diseño de la laguna de pulimento con el método de Yáñez	119
Tabla 5.28	Diseño de la primera laguna de pulimento de la opción 3 con el método de Yáñez	119
Tabla 5.29	Concentración de coliformes fecales, CFe	120
Tabla 5.30	Concentración de coliformes fecales, CFe	120
Tabla 5.31	Datos de diseño para la construcción de la laguna de pulimento	120
Tabla 5.32	Remoción de huevos de helmintos en el sistema de la opción 3	120
Tabla 5.33	Resumen de los datos de diseño para la opción 3	121
Tabla 5.34	Comparación de los sistemas de tratamiento analizados en las opciones 1, 2 y 3 con el método de Yáñez	121
Tabla 5.35	Datos de diseños para la laguna facultativa para la opción 1 con el método de Marais	123
Tabla 5.36	Coliformes fecales de las lagunas de pulimento, opción 1	123
Tabla 5.37	Diseño de las lagunas de pulimento, opción 1 por el método de Marais	124
Tabla 5.38	Datos de diseño para cada una de las lagunas de pulimento con el método de Marais para la opción 1	124
Tabla 5.39	Remoción de huevos de helmintos para la opción 1	125
Tabla 5.40	Resumen de los datos de diseño para la opción 1	125
Tabla 5.41	Diseño de las lagunas de pulimento, opción 1 por el método de Marais	125
Tabla 5.42	Tiempo de retención hidráulica para las tres lagunas de pulimento	126
Tabla 5.43	Diseño de la laguna facultativa primaria para la opción 2 con el método de Marais	126
Tabla 5.44	Datos de diseño para las tres lagunas de pulimento	126
Tabla 5.45	Datos de diseño para las lagunas de pulimento	127
Tabla 5.46	Resultados al emplear el método de Marais para la remoción de coliformes fecales	127
Tabla 5.47	Concentración de huevos de helmintos para la opción 2	127
Tabla 5.48	Diseño del sistema de tratamiento de la opción 2	128
Tabla 5.49	Datos de diseño para la laguna anaerobia	128
Tabla 5.50	Diseño de la laguna facultativa con el método de Marais para la opción 3	128
Tabla 5.51	Valores comunes para el diseño de las lagunas de pulimento	128
Tabla 5.52	Diseño de las lagunas de pulimento para la opción 3 con el método de Marais	129

Tabla 5.53 Resultados al emplear el método de Marais para la remoción de huevos de helmintos en la opción 3	129
Tabla 5.54 Remoción de huevos de helmintos de la opción 3	130
Tabla 5.55 Diseño del sistema de tratamiento con el método de Marais para la opción 3	130
Tabla 5.56 Comparación de las tres opciones de tratamiento con, el método de Marais	130
Tabla 5.57 Comparación de los sistemas de tratamiento analizados en las opciones	130
Tabla 5.58 Parámetros de diseño y operación para el sistema lagunar integrado avanzado de Santa Helena, Cal	132
Tabla 5.59 Volumen lagunar (m ³) requerido para los sistemas lagunares en serie y en paralelo	135
Tabla 6.1 Tecnología para mejorar la calidad del efluente de lagunas	138
Tabla 6.2 Condiciones de operación	142
Tabla 6.3 Comparación de los principales métodos de desinfección	144
Tabla A.1 Temperaturas medias en el mes más frío en las principales ciudades de la República Mexicana (Normales climatológicas 1951-2010)	153

