

**FACULTAD DE INGENIERIA-UNAM
COMISION NACIONAL DEL AGUA-CNA
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA-IMTA
SECRETARIA DE SALUD-SSA
OFICINA SANITARIA PANAMERICANA-OPS**

CURSO INTENSIVO

CRITERIOS PARA PROYECTO, CONSTRUCCION Y GESTION DE :

LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE AGUAS RESIDUALES



SEPTIEMBRE 7 AL 11, 1992

**SECCION DE INGENIERIA AMBIENTAL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM**



LAGUNAS DE ESTABILIZACION Y OTROS SISTEMAS SIMPLIFICADOS
PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

	<u>Página</u>
PRESENTACION	vi
SIMBOLOGIA	vii
 <u>PRIMERA PARTE - INTRODUCCION AL TEMA</u>	
I Lagunas de estabilización. Definiciones y teoría	1
II Objetivo de las lagunas de estabilización	5
III Historia de las lagunas de estabilización	6
IV Uso de baterías de lagunas. Lagunas en serie y en paralelo. Uso de tratamiento previo. Uso de bombas, aeradores o cloro	15
 <u>SEGUNDA PARTE - CALCULO DE LAGUNAS SEGUN SUS PRINCIPALES PROPOSITOS</u>	
V Cálculo de lagunas para remoción de carga orgánica	29
VI Cálculo de lagunas para remoción de organismos patógenos	35
VII Cálculo de lagunas cuando hay disponibilidad reducida de terreno plano. Lagunas "alargadas" o bajo "flujo a pistón"	36
VIII El factor de seguridad en el diseño de lagunas de estabilización	37
 <u>TERCERA PARTE - DISEÑO DE LAGUNAS EN FUNCION DE LA CALIDAD DE AGUAS DEL CUERPO RECEPTOR Y EN RELACION A SUS USOS</u>	
IX Ríos	39
X Lagos y embalses	58
XI Otros tipos de cuerpos de agua	61

PRESENTACION

El presente manual no constituye un tratado completo sobre lagunas de estabilización, sino una guía para los ingenieros que tengan la responsabilidad de planificar, proyectar, diseñar, construir, operar, mantener y evaluar este tipo de instalaciones.

Dado que se trata de un manual y no de un libro de texto, esta publicación tiene un espacio limitado y, debido a ello, se han omitido las explicaciones sobre los fundamentos teóricos y las demostraciones de los modelos y ecuaciones que se proponen para el cálculo y dimensionamiento de lagunas de estabilización. Sin embargo, se suministran las referencias donde el lector puede profundizar estos temas si así lo desea.

En la preparación de este manual se aprovechó en parte el material técnico y didáctico elaborado con motivo de los cursos e investigaciones del Proyecto DTIAPA, y su publicación se ha podido realizar gracias al aporte de este Proyecto y del Programa de Publicaciones del CEPIS/HPE/OPS.

Las partes: segunda, tercera, séptima y novena fueron desarrolladas conjuntamente con el ingeniero Walter A. Castagnino, a quien se le agradece por ello, así como por su colaboración en la revisión del presente manual.

Se agradece a la señorita Rosana Battifora Camborda y a la señora María Perea de Gutiérrez la colaboración recibida en la preparación de esta publicación. A los ingenieros Rosario Castro, del Proyecto DTIAPA, y Alberto Flórez Muñoz, Director del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), se les agradece sus valiosas sugerencias así como también su participación en la revisión final y en la coordinación de la publicación de este manual.

Rodolfo Sáenz Forero
Lima, Perú
Febrero de 1985

SIMBOLOGIA

- A Area de la laguna
- a" Razón entre el oxígeno suministrado por el aerador y el utilizado en la remoción de DBO
- C Concentración de un gas en un líquido, existente en un tiempo cualquiera t (mg/l); δ :
Concentración de un contaminante; δ :
Carbono
- C_L OD de operación que se desea mantener en la laguna aerada
- C_o Concentración inicial de un gas en un líquido en el tiempo t = 0
- C_s Concentración de saturación de un gas en un líquido para una temperatura y presión dadas; δ :
Valor de saturación del OD a 20°C y elevación de la fábrica donde se realizó la determinación de N_f
- C_{sw} Valor de saturación del OD a la temperatura del agua y elevación de la laguna
- D Déficit de oxígeno en un tiempo cualquiera t: $D = C_s - C$
- D_a Déficit inicial de oxígeno: $D_a = C_s - C_o$
- DBO Demanda bioquímica de oxígeno
- DBO₅ Demanda bioquímica de oxígeno a los 5 días
- E Evaporación; δ :
Coeficiente de dispersión de un contaminante; δ :
Eficiencia
- e Base de los logaritmos neperianos = 2.718282
- F Factor que expresa la eficiencia de la fotosíntesis en el aprovechamiento de la energía
- f Constante de autopurificación
- F_A Factor de corrección por altitud (toma en cuenta la diferencia de N_f en la elevación de la fábrica con respecto a la elevación donde se utilizará la laguna)
- H Hidrógeno, profundidad de laguna; δ :
Corriente
- h_e Energía acumulada en la materia orgánica fotosintetizada, en calorías por mg de materia volátil
- i_c Tasa de trabajo que se está aplicando en la laguna, en Kg de DBO₅ por hectárea por día

- K Constante de proporcionalidad o razón de demanda (en días⁻¹) base e
- K₁ Constante de proporcionalidad o razón de demanda (en días⁻¹) base 10
- K_a Tasa de una corriente de agua
- K_{an} Constante de reacción por DBO en laguna anaeróbica (en días⁻¹)
- K_{am} Constante de reacción para remoción de DBO en una laguna aerada mecánicamente
- K_{d1} Constante de reacción de mortalidad de coliformes fecales en un lago
- K_{da} Constante de reacción en remoción de coliformes fecales en lagunas anaeróbicas
- K_{df} Constante de reacción en remoción de coliformes fecales en lagunas facultativas
- K_{do} Constante de reacción de mortalidad de bacterias coliformes fecales en el océano
- K_{dp} Constante de reacción en remoción de coliformes fecales bajo flujo a pistón
- K_d Constante de degradación de la DBO suspendida (en días⁻¹)
- K_f Constante de reacción por DBO en lagunas facultativas (en días⁻¹)
- K_p Constante de reacción para DBO bajo flujo a pistón (en días⁻¹)
- K_r Constante de degradación de la DBO en un río por varias causas (en días⁻¹)
- L DBO al final de la primera fase (mg/l)
- L_o DBO₅ del afluente de lagunas
- L_p DBO₅ del efluente de lagunas
- L_s DBO₅ de los sólidos sedimentables del afluente (mg/l)
- N Nitrógeno ; ó:
Número de personas que aportan agua residual a la laguna
- n Constante adimensional
- N_c Rendimiento del aerador en el campo
- N_f Rendimiento del aerador en las pruebas de fábrica

N_o	Número de bacterias coliformes fecales (por 100 ml) en el afluente
N_p	Número de bacterias coliformes fecales (por 100 ml) en el efluente
O	Oxígeno
O_r	Cantidad de oxígeno que debe suministrar el aerador
OD	Oxígeno disuelto (mg/l)
P	Fósforo; ó: Relación entre el peso total del oxígeno liberado por las algas y el peso de la materia orgánica fotosintetizada
P_c	Infiltración de agua subterránea hacia la laguna
P_e	Pérdidas por percolación
P_r	Precipitación que cae sobre la laguna
q	Producción de agua residual en litros por persona por día
Q_a, Q	Caudal afluente de aguas residuales
Q_e	Caudal efluente
R	Período de retención en días
S_e	Insolación visible en Langley's por día (calorías/cm ² x día)
T	Temperatura (°C) a la cual funciona la laguna; ó: Temperatura promedio del agua
t	Tiempo (en días)
T_{90}	Tiempo necesario para reducir 90% los coliformes fecales
U	Velocidad media del agua en una laguna o corriente
V	Volumen de la laguna en m ³
y	DBO satisfecha (mg/l) después de un tiempo t (días)
y_o	DBO a los 5 días y 20°C en gramos por Kilogramo de materia volátil
α	Constante de transferencia de oxígeno al agua residual que llega a la laguna, la cual depende del grado de difusión, de las características mecánicas del equipo, etc.
θ	Coefficiente de reacción de temperatura
W	Carga de un contaminante
x	Distancia unidimensional

PRIMERA PARTE

INTRODUCCION AL TEMA

I LAGUNAS DE ESTABILIZACION. DEFINICIONES Y TEORIA

Una laguna de estabilización de aguas residuales es una estructura simple para embalsar agua, de poca profundidad (1-4 m) y con períodos de retención de magnitud considerable (de uno a cuarenta días).

Cuando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización, se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido con el nombre de autodepuración, o estabilización natural, en el que ocurren fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico. Este proceso se lleva a cabo en casi todas las aguas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

La demanda bioquímica de oxígeno (DBO) de las aguas descargadas en una laguna de estabilización, y del efluente de las mismas, es el parámetro que más se ha utilizado para evaluar las condiciones de trabajo de las lagunas de estabilización y su comportamiento.

Cuando la carga orgánica aplicada a las lagunas es baja (entre 50 y 350 Kg de DBO₅/Ha/día a alturas moderadas y temperaturas entre 10 y 30 grados centígrados), el estrato superior de las lagunas se suele llenar de algas microscópicas (clorelas, euglenas, etc.), que en presencia de la luz solar producen grandes cantidades de oxígeno, haciendo que el agua llegue a estar sobresaturada de oxígeno disuelto (OD). El estrato inferior de estas lagunas suele estar en condiciones anaeróbicas debido a que la penetración de la luz solar es muy limitada (de 5 a 15 cm). Estas lagunas reciben el nombre de lagunas facultativas.

Cuando la carga orgánica aumenta mucho, la DBO excede la producción de oxígeno de las algas y las lagunas se tornan anaeróbicas. No existe un límite exacto al cual se pueda garantizar si una laguna va a trabajar como facultativa o como anaeróbica. La experiencia estudiada para escribir este manual indica que para temperaturas entre 15 y 30 grados centígrados, hay una zona de transición entre los 300 y 600 Kg de DBO (5 días - 20°C); pudiéndose afirmar que para alturas moderadas se tienen lagunas anaeróbicas para cargas orgánicas superiores a los 600 Kg de DBO/Ha/día.

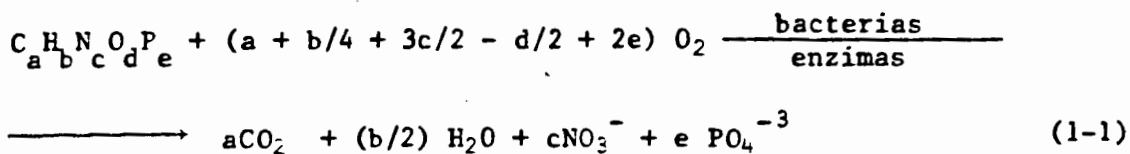
Las lagunas que reciben agua residual cruda son lagunas primarias. Las lagunas que reciben el efluente de una primaria se llaman secundarias; y así sucesivamente las lagunas de estabilización se pueden llamar terciarias, cuaternarias, quintenarias, sextenarias, etc.

A las lagunas de grado más allá del secundario también se les suele llamar lagunas de acabado o pulimento.

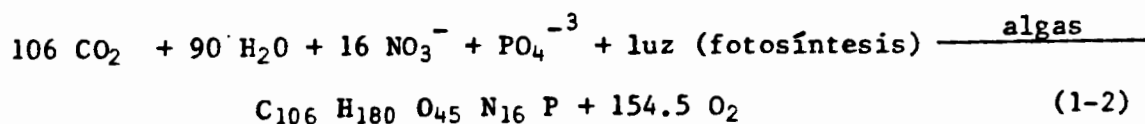
El proceso de estabilización que se lleva a cabo en las lagunas facultativas es muy diferente del que se lleva a cabo en las lagunas anaeróbicas. Sin embargo, ambos son útiles y efectivos en la estabilización de las aguas residuales. La estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo a través de la acción de organismos aeróbicos cuando hay oxígeno disuelto en el agua, y de organismos anaeróbicos cuando en la misma no hay oxígeno disuelto; estos últimos aprovechan el oxígeno presente en las moléculas de la materia que están degradando. Existen organismos con capacidad de adaptación a ambos ambientes, los cuales reciben el nombre de facultativos.

1.1 PROCESO AEROBICO

El proceso aeróbico se caracteriza porque la descomposición de la materia orgánica se lleva a cabo en presencia de oxígeno, produciéndose compuestos inorgánicos que sirven de nutrientes a las algas, las cuales a su vez producen más oxígeno que facilita la actividad de las bacterias aeróbicas. Nos encontramos pues ante un caso de simbiosis. El proceso de desdoblamiento de la materia orgánica se lleva a cabo con intervención de enzimas producidas por las bacterias en sus procesos vitales. El Dr. Earnest F. Gloyna representa esta reacción de la siguiente manera (ver pág. 59 de ref. 11):



A su vez, las algas logran sintetizar materia orgánica que se incorpora a su propio protoplasma, como organismos autotróficos que son. Este proceso que se lleva a cabo en presencia de la luz solar recibe el nombre de fotosíntesis. En el mismo se desprende oxígeno (que es aprovechado por las bacterias aeróbicas para satisfacer la DBO) tal como se muestra en la siguiente reacción:

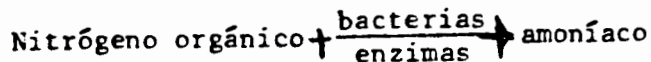
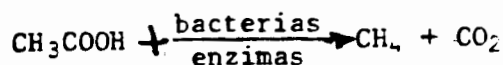
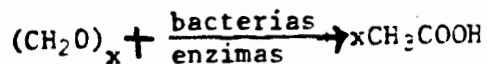


Las ecuaciones (1-1) y (1-2) ilustran lo que sucede en el estrato aeróbico de una laguna facultativa. La materia orgánica muerta (putrescible) es desdoblada en compuestos inorgánicos por las bacterias. Estos compuestos inorgánicos son aprovechados por las algas para sintetizar materia orgánica viva (no putrescible). En otras palabras, hay una reacción que produce el oxígeno que se consume y, como resultado final, tenemos que materia orgánica muerta es transformada en materia orgánica viva que pasa a formar parte del protoplasma de las algas.

Se han construido lagunas de poca profundidad (15-20 cm) que mantienen oxígeno disuelto en todo el tirante de agua; se llaman lagunas aeróbicas y han caído en desuso por su baja eficiencia y difícil operación.

1.2 PROCESO ANAEROBICO

Las reacciones anaeróbicas son más lentas y los productos de las mismas originan malos olores. Los mecanismos de la descomposición anaeróbica son sumamente complejos y aún no están completamente aclarados. Gloyna representa las reacciones que se realizan en la descomposición anaeróbica (ver pág. 55 de ref. 11) de la siguiente manera:



En el proceso anaeróbico las bacterias suelen aprovechar parte de los nutrientes inorgánicos en la fabricación de su propio protoplasma celular, cosa que también suele suceder en el proceso aeróbico. Sin embargo, llama la atención el hecho de que en ambos casos el resultado final es una disminución notable de bacterias, lo cual ocurre como consecuencia del agotamiento de los nutrientes y de otros fenómenos, aún no muy claramente comprendidos, en los que juegan un papel muy importante el período de retención, la temperatura, la luz solar (esta última principalmente en el caso de las lagunas facultativas y aeróbicas).

1.3 MEZCLA COMPLETA, FLUJO TIPO PISTON Y FLUJO DISPERSO (ver págs. 9 - 18, ref. 30)

Al estudiar la cinética del proceso que se lleva a cabo en una laguna de estabilización, caben varias hipótesis. Una de ellas, la más empleada, es la de suponer que hay una "mezcla completa" del agua servida que acaba de ingresar en la laguna con el resto del agua de la laguna. Otra hipótesis supone "flujo a pistón", es decir, que el agua servida recién ingresada fluye como "un pistón en un cilindro", y se va estabilizando en forma gradual. El fenómeno de "flujo a pistón" se ha podido apreciar en lagunas "alargadas", en las que la relación largo/ancho es superior a 3. Sin embargo, estudios realizados (ref. 30) demuestran que no hay lagunas que trabajen totalmente bajo el régimen de "mezcla completa", o totalmente bajo el régimen de "flujo a pistón". En realidad, las lagunas trabajan bajo un régimen de "flujo disperso", en el que se presentan simultáneamente ambos tipos de flujo (ver ref. 30). El problema se complica aún más por la presencia de las zonas muertas (donde no ocurre flujo alguno) y los cortocircuitos.

A pesar de lo dicho anteriormente en este manual, se supondrá que en las lagunas ocurre "mezcla completa" al utilizar modelos para su diseño. Sólo en el caso de lagunas muy alargadas (relación largo/ancho superior a 3) se tomará en cuenta el fenómeno del "flujo a pistón". Estas lagunas suelen construirse en lugares montañosos donde no hay disponibilidad de terreno plano que facilite la construcción de lagunas bien proporcionadas. En la ciudad de Ayacucho, Perú, existen unas lagunas alargadas, en las que puede observarse claramente el fenómeno del "flujo a pistón". Cerca de la entrada, las lagunas se mantienen en condiciones casi anaeróbicas, y el aspecto de las mismas va mejorando gradualmente en el sentido del flujo, hasta tener un agua sobrepoblada de algas y sobresaturada de oxígeno cerca de la salida. Sería absurdo evaluar lagunas como éstas suponiendo que hay "mezcla completa".

1.4 FACTORES QUE AFECTAN EL PROCESO DEPURADOR DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

1.4.1 Luz solar (ver págs. 16 - 20 ref. 6)

La luz solar ejerce una influencia muy importante en toda la actividad microbiana, y en especial en la remoción de bacterias patógenas. En las lagunas facultativas es factor indispensable para que se lleve a cabo el proceso de fotosíntesis, a través del cual las algas producen grandes cantidades de oxígeno. El efecto de la fotosíntesis en el oxígeno disuelto del agua de una laguna facultativa, se puede observar en los siguientes datos obtenidos en Cañas, Guanacaste, Costa Rica (en día despejado con temperatura de 30°C):

Hora	8:00 a.m.	10:00 a.m.	12:00 m.	2:00 p.m.	4:00 p.m.
Oxígeno disuelto en mg/l	4.7	8.4	15.6	17.9	17.3

El valor de saturación es de 7.7 mg/l, lo que indica que la laguna permaneció sobresaturada de oxígeno la mayor parte del día.

1.4.2 Temperatura

La temperatura ejerce una influencia notable en la biomasa y su metabolismo, lo que se refleja en el rendimiento de las lagunas. Este efecto se ha logrado expresar matemáticamente, a través de una constante de reacción "k" que es afectada por la temperatura, como se verá con más detalle en la SEGUNDA PARTE de este manual.

1.4.3 Nutrientes y tóxicos

Como es obvio, los nutrientes presentes en las aguas residuales juegan un papel muy importante en el comportamiento de las lagunas de estabilización. Los nutrientes esenciales tales como carbono, nitrógeno, fósforo y azufre, suelen estar presentes en las aguas residuales de tipo doméstico. Por consiguiente, cuando se presentan problemas en el funcionamiento de lagunas que tratan aguas de tipo doméstico, es probable que éstos se deban a la presencia de tóxicos y no a la falta de nutrientes. En tales casos, se prohibirá a las industrias que descargan desechos tóxicos su lanzamiento directo al alcantarillado.

En las lagunas que traten desechos industriales puede haber problemas con tóxicos, temperatura, color (que impida la fotosíntesis) o por falta de nutrientes.

Estudios realizados por el CEPIS en las lagunas de San Juan de Miraflores, indican que la caracterización del agua cruda no varía mucho para ciertos parámetros (ref. 30, pág. 71):

P A R A M E T R O	Desecho crudo	L A G U N A S	
		Primaria	Secundaria
Calcio mg/l como CaCO_3	309.2	310.7	315.5
Magnesio, mg/l como CaCO_3	63.1	56.8	54.4
Dureza total, mg/l como CaCO_3	372.3	367.5	369.9
Cloruros, mg/l como Cl	108.1	105.8	107.8
Conductividad, micro siems/ cm^2	1,090	1,086	1,060
Sólidos totales, mg/l	955.8	826.3	845.0
Sulfatos, mg/l como SO_4	221.7	157.4	204.3

En Cañas, Guanacaste, Costa Rica, se observó que un agua residual cruda cuya alcalinidad a la fenolftaleína era cero, y cuya alcalinidad al anaranjado de metilo era 410 mg/l como CaCO_3 iba cambiando en una laguna facultativa primaria conforme avanzaba el día, de la siguiente manera:

H O R A	8:00 a.m.	10:00 a.m.	12:00 m.	2:00 p.m.	4:00 p.m.
Alcalinidad a la fenolftaleína mg/l como CaCO_3	54.8	72.5	95.0	125.0	132.0
Alcalinidad al anaranjado de metilo mg/l como CaCO_3	284.0	300.0	312.0	304.0	309.0

II OBJETIVO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Las lagunas de estabilización se construyen con los siguientes objetivos:

- protección epidemiológica, a través de la disminución de organismos patógenos presentes en las aguas residuales y dificultando la transmisión de los mismos;
- protección ecológica, a través de la disminución de la carga orgánica (DBO) de las aguas residuales, lográndose de esta manera que el nivel de oxígeno disuelto (OD) en estos cuerpos receptores se vea menos comprometido, con el consiguiente beneficio para los peces y demás organismos acuáticos;
- reuso directo del agua servida tratada en la agricultura, evitando los riesgos e inconvenientes del reuso de aguas servidas crudas;
- piscicultura.

En los dos últimos usos interesa tanto el reuso del agua tratada como el aprovechamiento de los nutrientes presentes en el efluente de las lagunas o en las lagunas mismas.

Los cuatro objetivos anteriormente mencionados son sumamente interesantes desde el punto de vista de la salud pública. El objetivo (a) contribuye a la disminución de las enfermedades entéricas y del parasitismo. El objetivo (b) contribuye a la conservación de los cuerpos de agua para la recreación, el riego, la pesca tanto comercial como deportiva; pero sobre todo para satisfacer las necesidades de agua potable para consumo humano, industrial y comercial. Los objetivos (c) y (d) están muy relacionados con la alimentación, y por consiguiente con la nutrición.

La cría de peces en lagunas tiene la ventaja de que la extracción o cosechamiento de los mismos implica disminución de la biomasa que llega al cuerpo receptor, con el consiguiente beneficio ecológico, o desde el punto de vista de control de la eutroficación en el caso de lagos.

Sin embargo, siempre se deberá tener en cuenta que el reuso, en actividades agrícolas, de aguas servidas tratadas en lagunas, tiene ciertos riesgos que obligan al control y protección de la salud de los trabajadores involucrados en estas actividades; a un cosechamiento y manejo higiénico de los productos, y a la evaluación continua de la presencia de tóxicos o gérmenes patógenos en los productos.

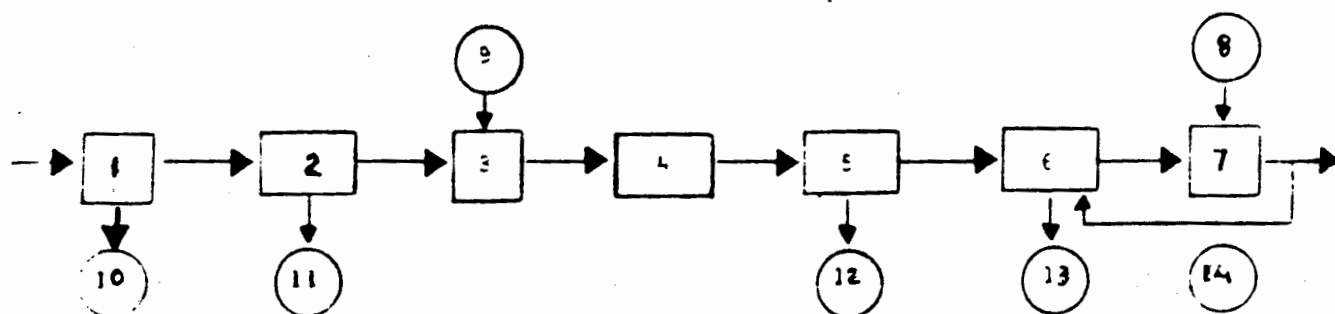
III HISTORIA DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

La utilización de lagunas para estabilizar aguas residuales o desechos orgánicos, ya sea en forma casual o deliberada, es tan antigua como la naturaleza misma. Sin embargo, el empleo de lagunas como un recurso técnico o como un medio aceptado con este propósito, se ha desarrollado en la segunda mitad del Siglo XX.

¿A qué se debe esta tardanza de los técnicos en el uso de esta modalidad para el tratamiento de aguas residuales?

Lo más probable es que se deba a que la tecnología del tratamiento de agua nació con la potabilización o adecuación de las aguas para el consumo humano. Se fueron desarrollando los procesos de cribado, sedimentación simple o con acondicionamiento previo del agua, filtración y desinfección como una forma de potabilizar el agua para consumo humano hasta llegar a las plantas potabilizadoras, un esquema de los cuales se presenta en la figura 3.1.

Durante muchos años (finales del Siglo XIX y comienzos del XX) la preocupación básica de los técnicos, ingenieros y científicos en cuanto a tratamiento de agua, se orientó a la producción de agua potable. Cuando el crecimiento de las ciudades y la industrialización deterioraron los cuerpos de agua creando problemas epidemiológicos, ecológicos y de reuso de aguas, se vio la necesidad de proceder a depurar o tratar las aguas residuales.



- 1) Rejas
- 2) Desarenador
- 3) Mezcla rápida
- 4) Mezcla lenta (formación de flóculos)
- 5) Sedimentador
- 6) Filtro
- 7) Desinfección
- 8) Dosificación de cloro
- 9) Dosificación de floclulantes
- 10) Remoción de flotantes
- 11) Remoción de arena
- 12) Remoción de material sedimentado
- 13) Remoción de material filtrado
- 14) Recirculación de agua tratada para lavado de filtros

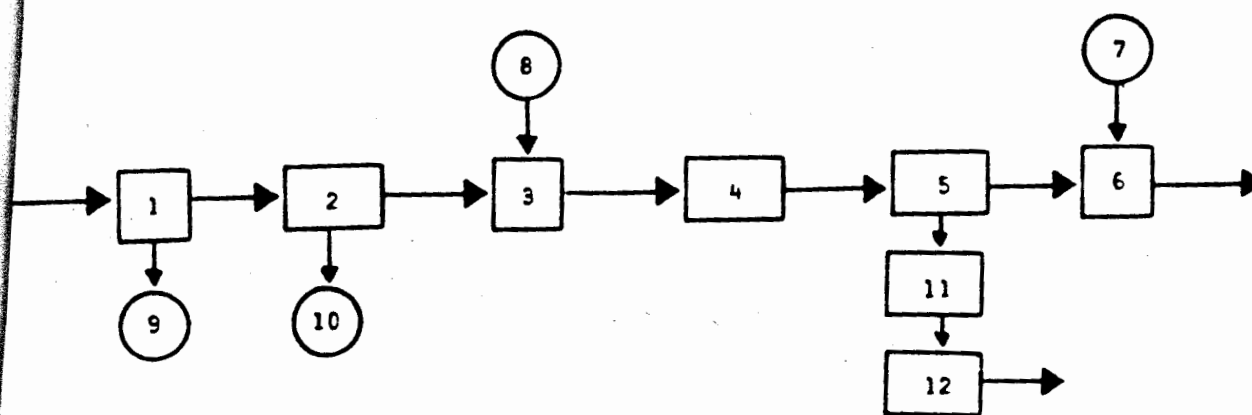
Figura 3.1

ESQUEMA DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA MEDIANTE CLARIFICACION Y DESINFECCION

Los técnicos e ingenieros que fueron encargados de proyectar y construir las primeras instalaciones para la depuración de aguas residuales trataron de utilizar al máximo la tecnología que se había desarrollado para la producción de agua potable, llegando a soluciones como las que se muestran en los esquemas señalados en las figuras 3.2 y 3.3.

Obsérvese que en ambos esquemas se pretende lograr el tratamiento del agua residual a través de procesos de clarificación y desinfección.

No fue sino hasta la segunda mitad del Siglo XX que los técnicos e ingenieros se interesaron en las lagunas como reactores naturales para la estabilización de aguas residuales. No ha sido sencillo substituir el concepto de estabilización por el de clarificación que prevalecía anteriormente. Aún hoy en día se escuchan voces y se leen algunos artículos técnicos objetando el uso de lagunas de estabilización.



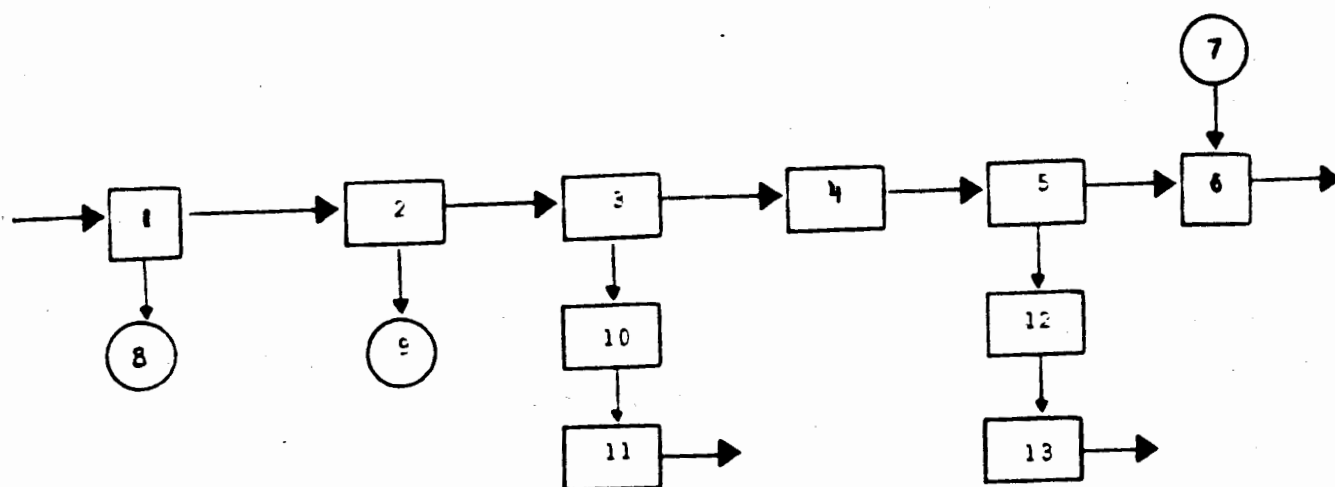
- 1) Rejas
- 2) Desarenador
- 3) Mezcla rápida
- 4) Floculación química
- 5) Sedimentador
- 6) Desinfección
- 7) Dosificación de cloro
- 8) Dosificación de floculantes
- 9) Remoción de flotantes
- 10) Remoción de arena
- 11) Digestión de lodos
- 12) Secado de lodos

Figura 3.2

ESQUEMA DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
MEDIANTE FLOCULACION QUIMICA Y DESINFECCION

Desde el punto de vista de calidad del efluente, las lagunas de estabilización compiten con las plantas convencionales en cuanto a remoción de DBO y bacterias. No sucede lo mismo en cuanto a color y turbiedad. En la mayoría de los casos, los efluentes de las lagunas suelen tener más color y turbiedad que el afluente. Esto se debe a la proliferación de algas que suele haber en las lagunas (fotosintéticas y facultativas). Se ha argumentado que, como la alta remoción de la DBO que se lleva a cabo en las lagunas se debe en su mayor parte a la transformación de materia orgánica muerta en algas, éstas se pueden morir al llegar al cuerpo receptor pasando nuevamente a ejercer la DBO original. Sin embargo, los estudios realizados en muchos lugares indican que no sucede tal cosa y que, en realidad, las algas pasan a formar parte de la cadena alimenticia de toda la biomasa presente en el cuerpo receptor con efectos muy diferentes a los de la materia orgánica de las aguas residuales.

En los ríos Liberia y Cañas, en Costa Rica, se han hecho estudios sobre DBO y OD antes y después de una descarga de efluentes de lagunas facultativas primarias, encontrándose que en el 87.5% de los casos la DBO fue igual o menor aguas abajo del punto de descarga, y que en el 80% de los casos el OD fue mayor aguas abajo del punto de descarga. (Ver ref. 13).



- | | | | |
|----|-------------------------|-----|--------------------------------|
| 1) | Rejas | 8) | Remoción de flotantes |
| 2) | Desarenador | 9) | Remoción de arenas |
| 3) | Sedimentador primario | 10) | Digestión de lodos primarios |
| 4) | Floculación biológica | 11) | Secado de lodos primarios |
| 5) | Sedimentador secundario | 12) | Digestión de lodos secundarios |
| 6) | Desinfección | 13) | Secado de lodos secundarios |
| 7) | Dosificación de cloro | | |

Figura 3.3

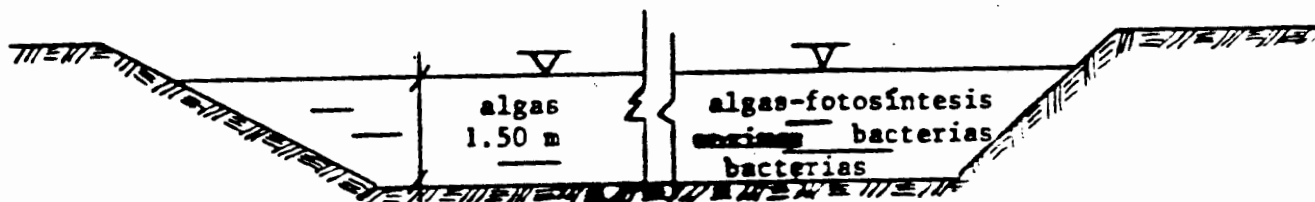
ESQUEMA DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON FLOCULACION BIOLOGICA

Las lagunas de estabilización se caracterizan por ser estructuras muy simples. La figura 3.4 ilustra una laguna de estabilización facultativa. Su simpleza contrasta con la complejidad de los esquemas mostrados en las figuras 3.2 y 3.3. Sin embargo, como se verá a través de los próximos capítulos, en esta estructura tan simple se lleva a cabo un proceso de depuración más complejo y en algunos aspectos más efectivo.

En la descripción que sigue sobre el inicio del uso de lagunas de estabilización, se podrá apreciar que éstas comenzaron a usarse en forma casual. A los primeros ingenieros y científicos que participaron en su estudio y evaluación, les pareció imposible que en una estructura tan simple se estuvieran llevando a cabo procesos de depuración tan eficientes. Las primeras lagunas no se diseñaron; simplemente se construyeron. Aún hoy en día, a pesar de los numerosos y valiosos esfuerzos realizados para tratar de desarrollar modelos matemáticos para el diseño de lagunas de estabilización, no existe uno aceptado universalmente. Sin embargo, se han establecido criterios de diseño que, apoyados por modelos matemáticos, han permitido generalizar su uso.



Luz solar



Fenómenos que se llevan a cabo en una laguna de estabilización facultativa:

- Sedimentación
- Digestión de lodos (anaeróbica)
- Estabilización aeróbica de la materia orgánica disuelta y suspendida:
 - . consumo de O_2
 - . producción de CO_2
- Fotosíntesis:
 - . formación de algas
 - . producción de O_2
 - . consumo de CO_2
- Remoción de bacterias

Figura 3.4

FENOMENOS FISICOS, QUIMICOS, BIOQUIMICOS Y BIOLOGICOS
QUE SUCEDEN EN UNA LAGUNA DE ESTABILIZACION FACULTATIVA

3.1 EXPERIENCIA EN LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA

Sin lugar a dudas, los Estados Unidos de Norteamérica han sido pioneros en el uso de lagunas de estabilización. Las primeras publicaciones realizadas en este país sobre observaciones de estabilización de aguas residuales por medio de lagunas en presencia de algas, fueron hechas en el suroeste, donde hay sol durante casi todo el año y nunca se congelan las capas superficiales de las aguas. La ciudad de San Antonio, Texas, tenía una laguna de estabilización en el año 1901. En un lecho filtrante (biofiltro) obstruido, se observó por primera vez la estabilización fotosintética en ese Estado (1924).

En el año 1928 la localidad de Fessenden, en el Estado de Dakota del Norte, instaló una nueva red de alcantarillado pero, por carecer de los fondos adicionales necesarios para depurar científicamente las aguas residuales, se vio obligada a dejarlas correr hacia un estanque que se excavó apresuradamente en las afueras de la población. Al cabo de dos meses, los funcionarios municipales y del Estado inspeccionaron el depósito y quedaron sorprendidos al descubrir que las aguas negras habían adquirido misteriosamente un grado de purificación superior al que hubiera sido posible darles con un costoso equipo mecánico.

Aunque el estanque de Fessenden continuó desempeñando su cometido eficazmente durante 20 años, no se tomó en cuenta su descubrimiento, porque se suponía que algo tan sencillo no podía actuar satisfactoriamente.

La primera laguna de estabilización construida por ingenieros en forma deliberada para tratar aguas de albañal, fue la de Maddock, en Dakota del Norte, en 1948. El comportamiento de esta laguna fue estudiado por el Servicio de Salud Pública de los Estados Unidos. Los resultados favorables obtenidos con la instalación de Maddock llevaron al Departamento de Salud al convencimiento de que las lagunas de estabilización pueden constituir un sistema para tratar aguas negras (ref. 27).

Desde luego, como las lagunas de estabilización constituyeron un cambio radical en la técnica del tratamiento, no fueron fácilmente aceptadas por muchos ingenieros sanitarios que se resistían a creer que instalaciones tan simples como éstas pudieran sustituir a los métodos convencionales de tratamiento.

Los Departamentos de Salud de los Estados de Dakota del Norte y Dakota del Sur han sido pioneros en este campo, pues después de colaborar con el Departamento de Salud de los Estados Unidos en una investigación llevada a cabo para evaluar la efectividad de las lagunas de estabilización, hicieron las siguientes manifestaciones en forma oficial:

Departamento de Salud de Dakota del Norte:

"Las lagunas de estabilización constituyen una respuesta efectiva al problema de tratamiento de aguas negras de las comunidades". 10 de mayo, 1954. (Ref. 27).

Departamento de Salud de Dakota del Sur:

"El uso de lagunas de estabilización como un método de tratamiento de aguas negras ha progresado al punto de que ya no hay controversia sobre su aplicación". Noviembre de 1955. (Ref. 27).

Como resultado de las investigaciones realizadas en las Dakotas y de sus conclusiones, a finales del año 1955 se habían construido más de 100 lagunas de estabilización en esta parte de los Estados Unidos.

El Estado de Missouri no consideró el uso de lagunas de estabilización hasta el año 1953, cuando uno de sus ingenieros del Departamento de Salud visitó las Dakotas. A partir de esta fecha, el uso de lagunas de estabilización se hizo bastante popular en Missouri y fue aceptado por el Departamento de Salud, a pesar de que hubo protesta de algunas personas que se oponían al uso de este sistema de tratamiento. En el año 1955, el uso de lagunas de estabilización se había extendido bastante en el vecino Estado de Kansas.

Hacia 1962, había en los Estados Unidos 1,647 estanques o lagunas de estabilización para tratamiento de aguas residuales municipales, y posiblemente un número igual para el tratamiento de aguas residuales de origen industrial o agrícola. (Ver ref. 11).

Al llegar al año 1984, más de 7,000 lagunas de estabilización son utilizadas en los Estados Unidos de Norteamérica para el tratamiento de aguas residuales. Estas lagunas tratan una variedad de desechos líquidos, que van desde aguas servidas de tipo doméstico hasta desechos industriales complejos. Estas lagunas son usadas solas o en combinación con otros procesos de tratamiento (ref. 6).

3.2 EXPERIENCIA EN AMERICA LATINA

Aunque se sabe de lagunas utilizadas para retener desechos de porquerizas y establos desde el siglo pasado, nunca se le dio importancia al papel que dichas lagunas desempeñaban, ni tampoco se llegó a establecer las razones para su construcción. Probablemente, se buscaba proteger la calidad del agua de acequias utilizadas en el riego de hortalizas.

En el año 1957, se diseñó en Costa Rica un sistema de lagunas de estabilización para recibir las aguas residuales de la ciudad de Cañas en la provincia de Guanacaste (2,500 hab.). Se construyó en 1958, siendo sometido a un proceso de evaluación en 1960 y 1961, el cual se continuó en 1976.

En 1958 se construyó en Chitré, República de Panamá, una laguna de estabilización para tratar las aguas residuales de esa ciudad. Hubo problemas para llenar esta laguna.

En 1960, se experimentó en El Salvador y en Costa Rica (Santa María de Dota) el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de residuos líquidos de la industria del café. En Costa Rica se construyó en 1960 una laguna de estabilización para tratar los desechos del matadero de la población de las Juntas de Abangares.

En 1960, se diseñaron en Lima, Perú las lagunas de San Juan, cuya construcción se efectuó en el período 1960-1964. Estas lagunas han sido evaluadas en varias oportunidades. En algunos de estos estudios ha participado el CEPIS.

En 1960, se construyeron en San José dos Campos, Brasil unas lagunas de estabilización que operaron en forma satisfactoria.

En un estudio llevado a cabo por el CEPIS en 1970, se comprobó que a esa fecha había en la América Latina 181 lagunas de estabilización en operación (ver ref. 24). En la página siguiente se presenta una tabla en la cual se aprecian los resultados de este estudio.

La mayoría de estas lagunas fueron diseñadas para el tratamiento de residuos líquidos domésticos. En Brasil y América Central, se utilizaron algunas para el tratamiento de desechos industriales y agrícolas.

<u>País</u>	<u>Número de lagunas de estabilización</u>
Brasil	30
Cuba	24
Argentina	23
Perú	21
México	14
Ecuador	11
Costa Rica	10
Chile	9
Colombia	7
Venezuela	7
El Salvador	5
Guatemala	4
Trinidad y Tabago	4
Nicaragua	3
Panamá	3
Barbados	2
Bolivia	1
Honduras	1
República Dominicana	1
Uruguay	1
Total:	<u>181</u>

Otro estudio llevado a cabo por el CEPIS en 1978, indica que a esa fecha existían en la América Latina 561 lagunas de estabilización para el tratamiento de residuos líquidos municipales (ver ref. 31).

En la página siguiente se presenta una tabla conteniendo los resultados de este estudio.

3.3 EXPERIENCIA EN OTROS CONTINENTES

El estudio de la posibilidad de tratar aguas negras en lagunas lo inició la Oficina Metropolitana de Obras Públicas de Melbourne en Australia, aproximadamente en 1945. La aplicación de este sistema de tratamiento en forma más general, fue efectuada en la década de 1950.

En los últimos años en Australia, al igual que en muchos otros países, se ha despertado interés por el uso de lagunas de estabilización, y muchas otras ciudades están planeando en la actualidad el uso de lagunas para resolver el problema de tratamiento de aguas de albañal. Entre las comunidades que han usado lagunas de estabilización en Australia están: Kerang, Wangaratta, Castlemaine y otras.

Se conoce que hace muchos siglos algunos pueblos de Asia utilizaban lagunas para descargar sus aguas servidas. Sin embargo, lo hacían sin considerarlo como una medida sanitaria sino como una práctica artesanal, a veces vinculada a la cría de peces.

<u>País</u>	<u>Número de instalaciones con lagunas de estabilización</u>
Argentina	30
Barbados	2
Bolivia	1
Brasil	35
Chile	3
Colombia	3
Costa Rica	5
Cuba	385
Ecuador	3
El Salvador	9
Guyana	-
Honduras	-
Jamaica	-
México	51
Panamá	5
Perú	19
República Dominicana	1
Surinam	-
Trinidad y Tabago	1
Uruguay	1
Venezuela	7
Total:	<u>561</u>

Durante la Edad Media en Europa, era costumbre proteger los castillos y casas de gente importante con canales que los rodeaban. A estos canales se lanzaban todos los desechos, lo que los convertía de hecho en estanques de estabilización.

La literatura informa que en Alemania existían, a principios de siglo, lagunas formadas por almacenamiento de aguas residuales, en las que se desarrollaban algunas clases de peces.

Se tiene información de que en la ciudad de Lund - Suecia, se operan desde 1934 lagunas con aguas residuales, cuyo efluente es de buena calidad.

Los estanques aeróbicos y facultativos se han usado mucho en varios países de Europa para tratar las aguas residuales de pequeñas colectividades. Se han empleado varias clases de estanques anaeróbicos para tratar aguas residuales de plantas azucareras y papeleras.

En Israel, Nueva Zelandia, la India y Sudáfrica se han construido varios sistemas de tratamiento de aguas residuales por medio de lagunas, se han realizado estudios sobre su comportamiento, y se han hecho esfuerzos por encontrar ecuaciones o modelos que representen los resultados obtenidos.

IV USO DE BATERIAS DE LAGUNAS. LAGUNAS EN SERIE Y EN PARALELO.
USO DE TRATAMIENTO PREVIO. USO DE BOMBAS, AERADORES O CLORO

En los primeros años del desarrollo de las lagunas de estabilización, se discutió mucho si se debían usar las mismas para tratar aguas servidas crudas, o si se debía hacer un tratamiento previo, tal como se acostumbra en las plantas convencionales: rejas, desarenadores y sedimentadores primarios.

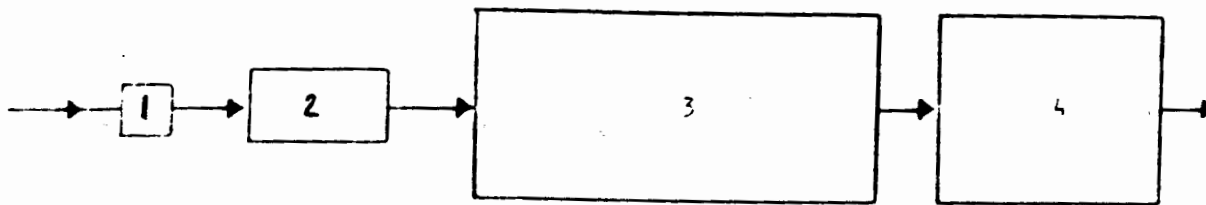
Las soluciones Nos. 1, 2 y 3 muestran algunos diseños que se han utilizado. La observación de sistemas de tratamiento con lagunas que reciben aguas servidas crudas y de otros que usan rejas, desarenadores o sedimentadores, indica que es mejor diseñar las lagunas para recibir aguas servidas crudas.✓

En cuanto a las rejas, se ha observado que el viento suele acomodar los flotantes en una esquina de la laguna de donde se pueden remover con facilidad. Esta operación hay que hacerla aunque haya rejas, pues éstas no remueven todos los flotantes, además de que hay otros que se suelen formar en la misma laguna. Por otra parte, las rejas tienen la desventaja de causar obstrucciones cuando la operación de las mismas no es eficiente. El uso de rejas automáticas a "communitors" (desmenuzadores mecánicos) no es recomendado para muchas áreas de los países en vías de desarrollo.

Los desarenadores y los sedimentadores no se recomiendan por cuanto es más fácil aumentar las frecuencias de limpieza de las lagunas (por ejemplo, pasarla de una vez cada cuatro años a una vez cada dos años), que la operación diaria de desarenadores y sedimentadores. No se justifica pasar lodos de un sedimentador primario a un digestor y a una cama de secado, cuando la laguna en sí es un excelente digestor. Además, es un contrasentido construir estructuras con períodos de retención de minutos (desarenadores) y horas (sedimentadores), previamente a un reactor cuyo período de retención se mide en días (lagunas de estabilización).

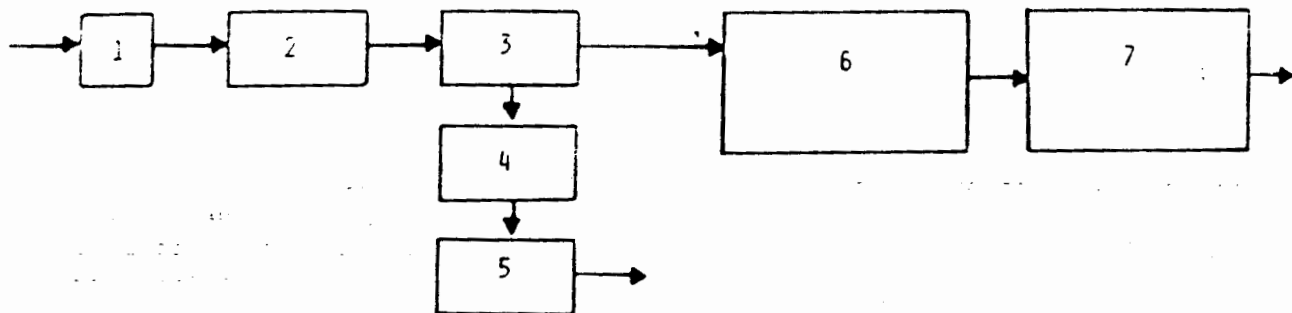
Una vez superada la influencia de las plantas de tratamiento convencionales en el diseño de lagunas de estabilización, se pasó a algo tan simple como una sola laguna. Ver solución N° 4. Esta solución de una sola laguna, se utilizó mucho en las Dakotas, Estados Unidos, y el principal argumento en favor de esta solución lo constituyó el hecho de que en una sola área grande es más efectiva la acción del viento.

Sin embargo, con el tiempo se observó que tenía muchas ventajas utilizar baterías de varias lagunas. En efecto, se logran algunos beneficios colocando lagunas en serie y otros colocándolas en paralelo.



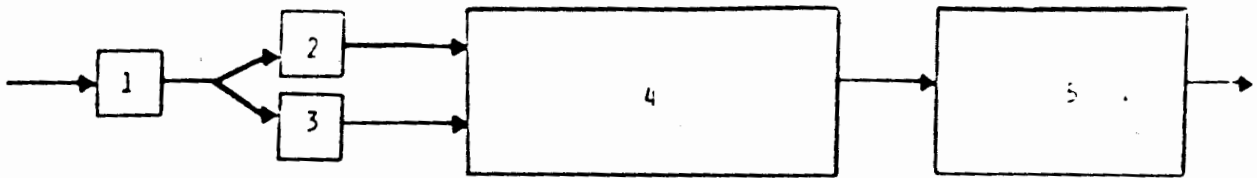
SOLUCION N° 1

- | | | |
|-----------------------|---|--------------------------------|
| 1) Rejas | } | Tratamiento previo innecesario |
| 2) Desarenador | | |
| 3) Laguna facultativa | | |
| 4) Laguna de acabado | | |



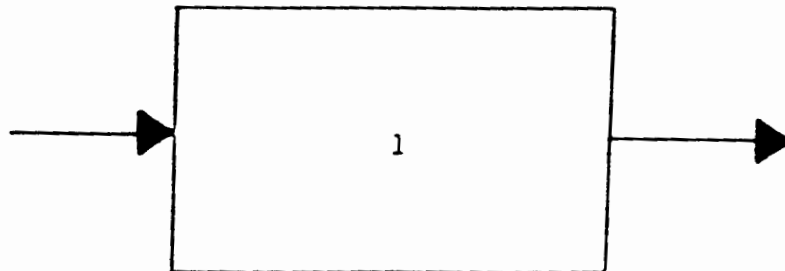
SOLUCION N° 2

- | | | |
|--------------------------|---|--------------------------------|
| 1) Rejas | } | Tratamiento previo innecesario |
| 2) Desarenador | | |
| 3) Sedimentador primario | | |
| 4) Digestor | | |
| 5) Lechos de secado | | |
| 6) Laguna facultativa | | |
| 7) Laguna de acabado | | |



SOLUCION N° 3

- 1) Rejas - tratamiento previo innecesario
- 2) Laguna anaeróbica primaria
- 3) Laguna anaeróbica primaria
- 4) Laguna facultativa
- 5) Laguna de acabado



SOLUCION N° 4

- 1) Laguna facultativa única

4.1 LAGUNAS EN SERIE

Se ha podido apreciar una mejoría importante en la calidad bacteriológica del efluente al colocar varias lagunas facultativas en serie. Esto hace que en los proyectos donde se requiere mejorar en alto grado la calidad bacteriológica, se usen lagunas terciarias, cuaternarias y aun de grado mayor.

El uso de una laguna anaeróbica primaria (y en algunos casos de una secundaria), como tratamiento previo a las lagunas facultativas, logra algunos beneficios importantes entre los que cabe destacar economía de área en el proyecto y eliminación de algunos parásitos y protozoarios que logran sobrevivir en las lagunas facultativas (ver ref. 11).

Las soluciones Nos. 1, 2, 5, 10 y 11 presentan lagunas anaeróbicas primarias.

La solución N° 7 es ampliamente usada con muy buenos resultados. En algunos casos, se pueden usar lagunas de acabado adicionales.

4.2 LAGUNAS EN PARALELO

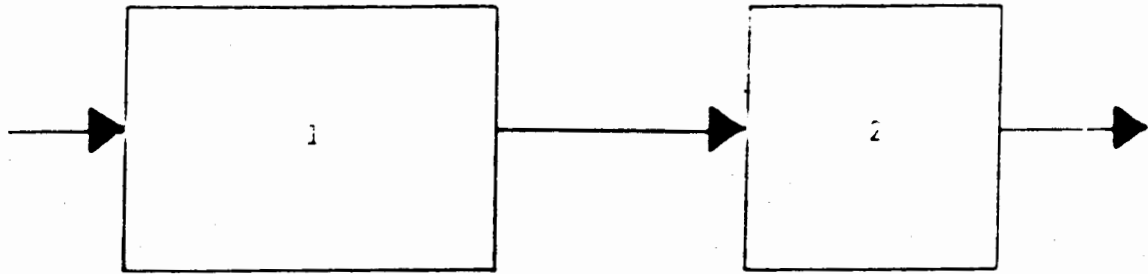
El uso de lagunas en paralelo no mejora la calidad del efluente, pero en cambio, ofrece muchas ventajas desde el punto de vista constructivo y operativo. Un buen diseño debe tener por lo menos dos lagunas primarias en paralelo. Las lagunas primarias acumulan gran cantidad de lodos por lo que requieren ser limpiadas periódicamente. Las anaeróbicas deben ser limpiadas con más frecuencia debido a su menor período de retención. El contar con por lo menos dos lagunas, permite sobrecargar una mientras se lleva a cabo la limpieza de la otra (ver soluciones Nos. 3, 6, 7 y 8).

Cuando el terreno es muy quebrado y no se quiere hacer lagunas alargadas, el uso de lagunas en paralelo a diferentes niveles (en serie a diferentes niveles) permite lograr economías considerables en el movimiento de tierra (ver soluciones Nos. 9, 10, 11 y 12).

4.3 USO DE EQUIPO DE BOMBEO PARA RECIRCULACION DEL EFLUENTE

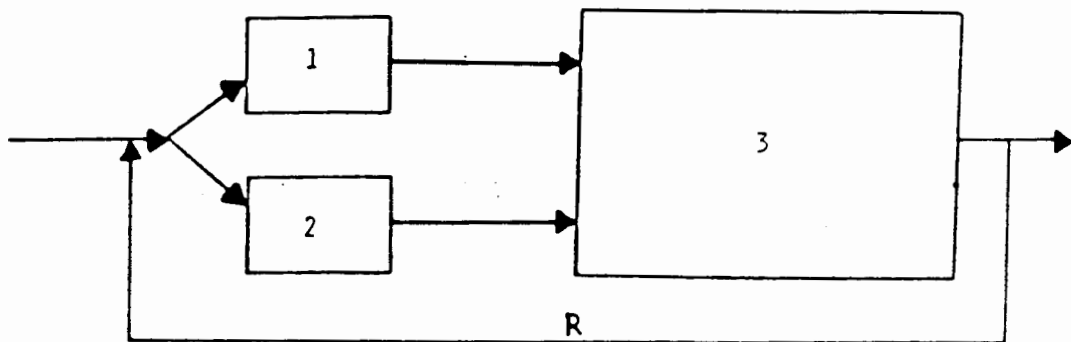
Al igual que en las plantas para tratamiento de aguas residuales de tipo convencional, en las lagunas de estabilización se ha probado la recirculación del efluente con buenos resultados. Esta recirculación se puede hacer entre lagunas (ver solución N° 6) o en una sola laguna (ver soluciones Nos. 13 y 15).

Aunque se mejora el rendimiento, todavía no existen modelos confiables que permitan estimar el aumento en el rendimiento. Además, en los países en vías de desarrollo se sigue la sana política de evitar hasta donde sea posible la introducción de equipo mecánico.



SOLUCION N° 5

- 1) Laguna facultativa
- 2) Laguna de acabado



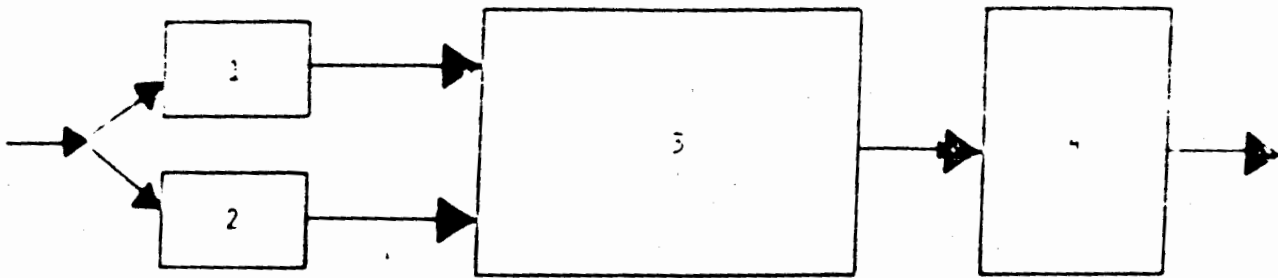
SOLUCION N° 6

- 1) Laguna aneróbica
- 2) Laguna anaeróbica
- 3) Laguna facultativa

Recirculación

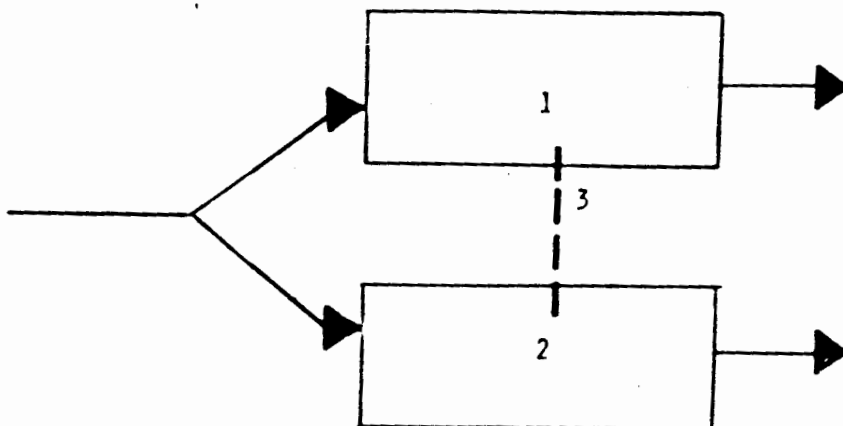
}

puede ser útil pero no es
necesaria en la mayoría de
los casos



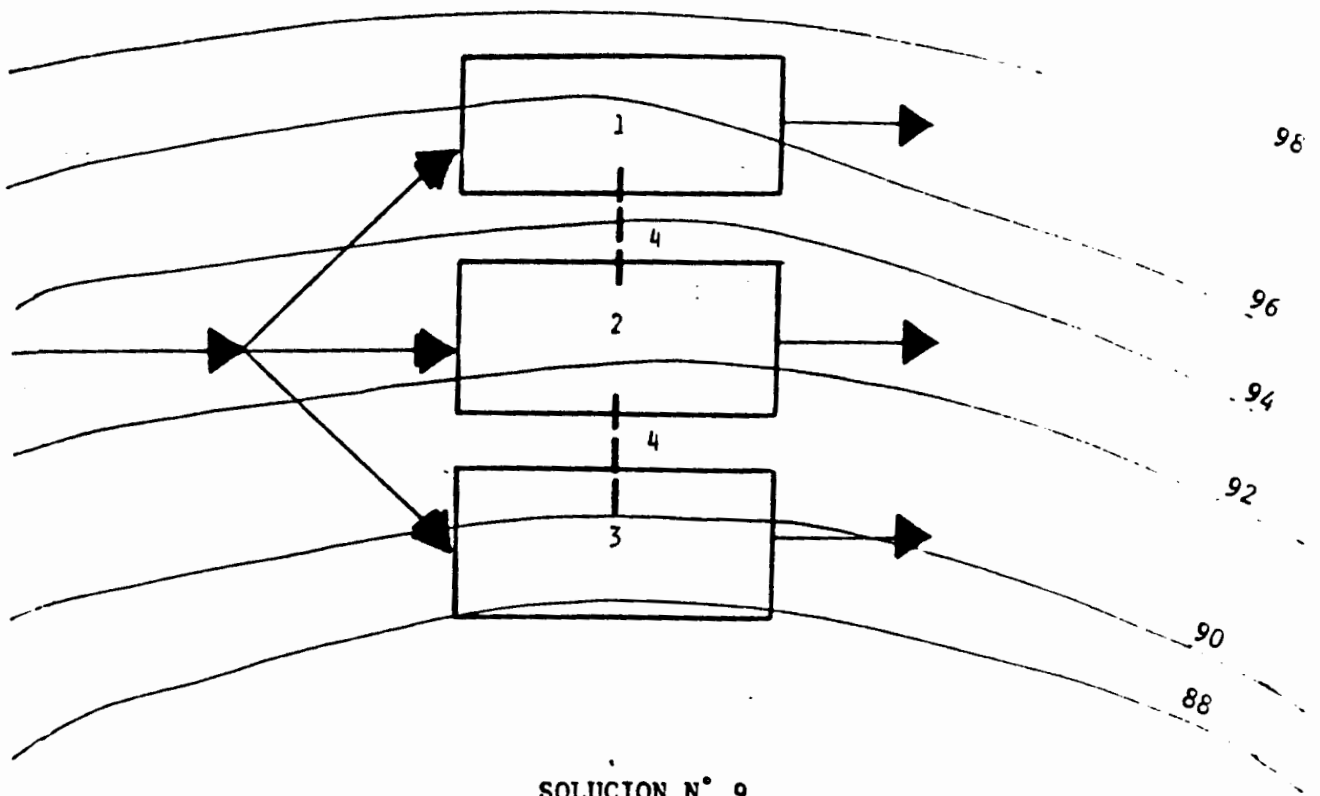
SOLUCION N° 7

- 1) Laguna anaeróbica
- 2) Laguna anaeróbica
- 3) Laguna facultativa
- 4) Laguna de acabado



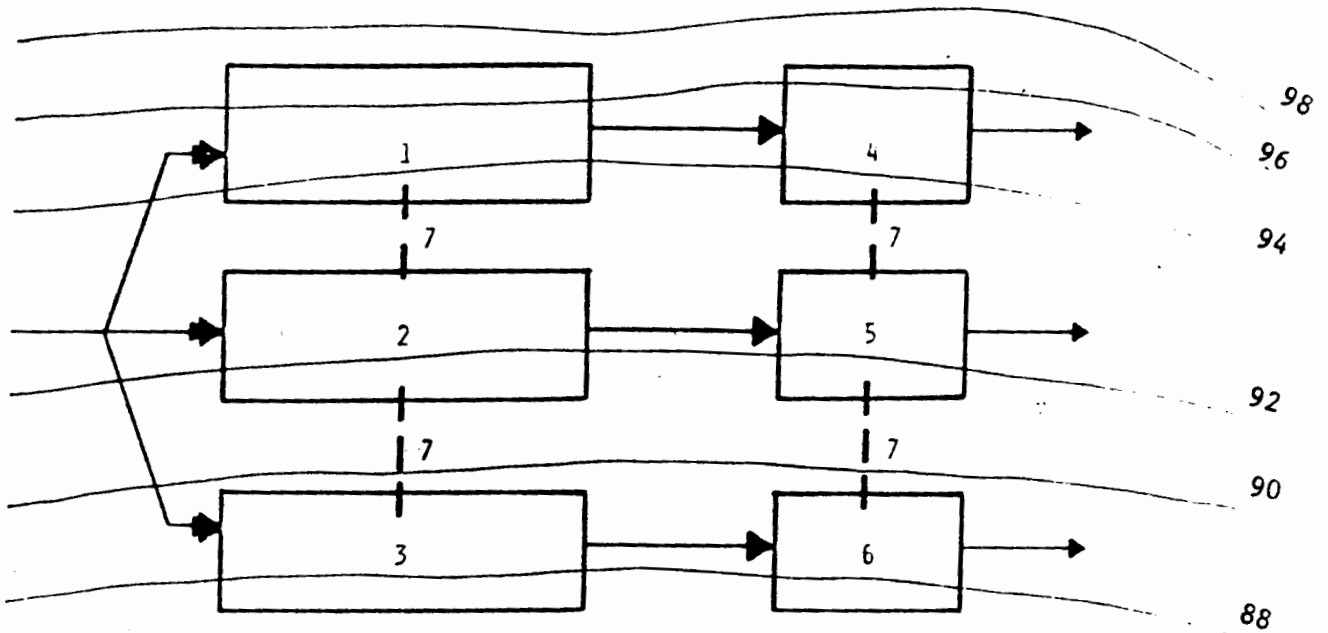
SOLUCION N° 8

- 1) Laguna facultativa
- 2) Laguna facultativa
- 3) Posibilidad de interconexión



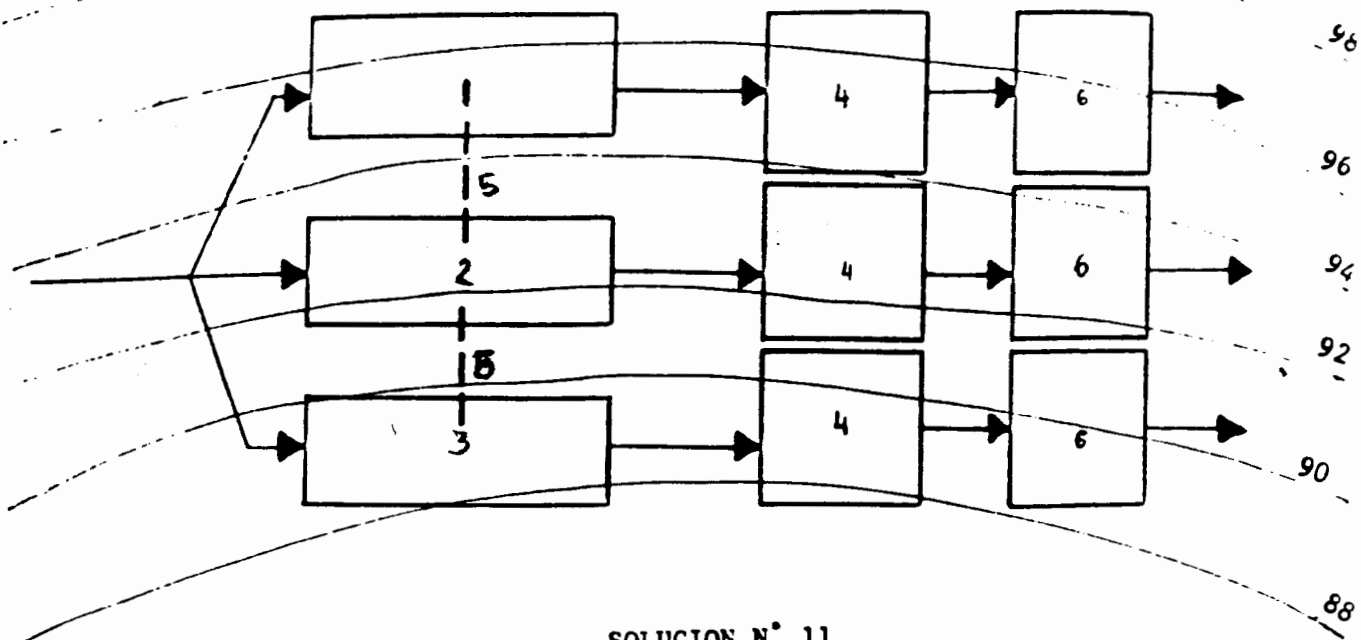
SOLUCION N° 9

- 1) Laguna facultativa
- 2) Laguna facultativa
- 3) Laguna facultativa
- 4) Posibilidad de interconexión



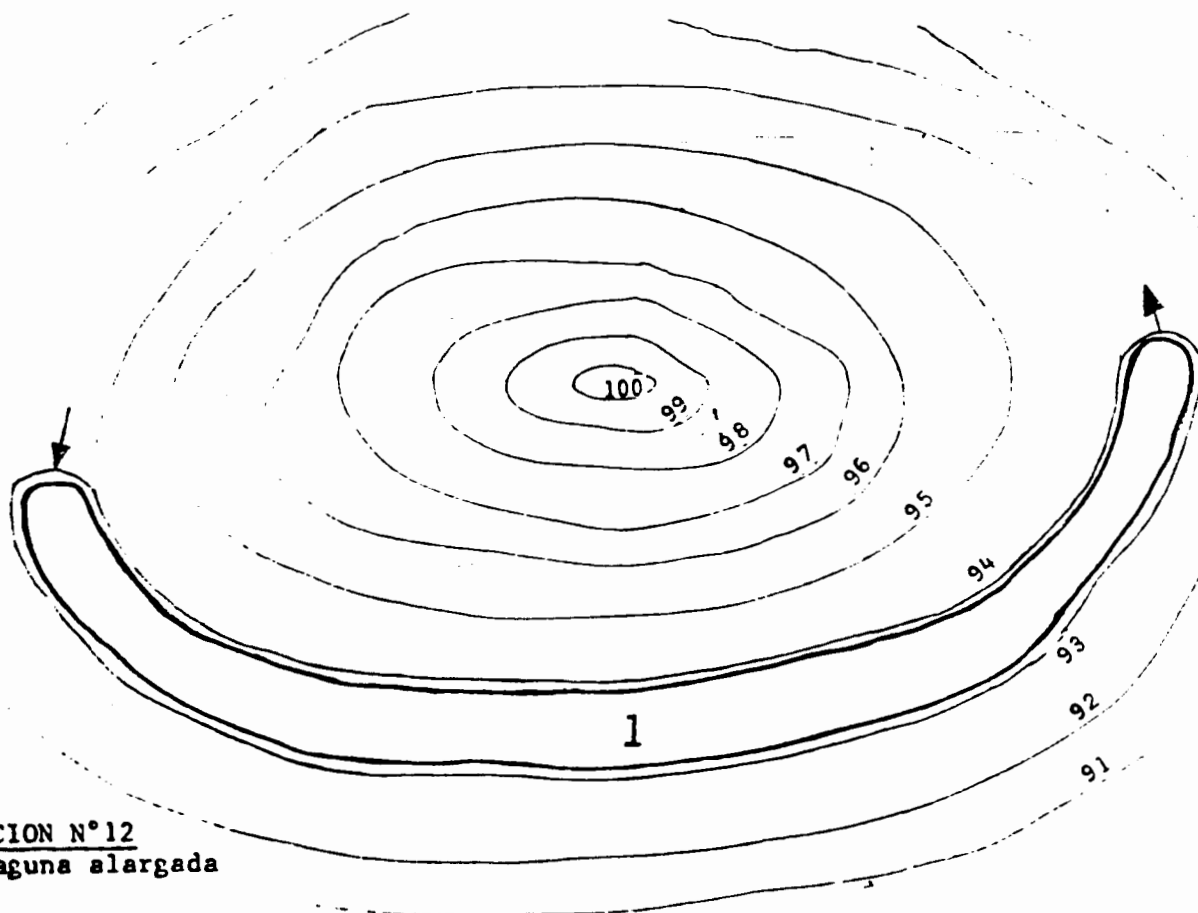
SOLUCION N° 10

- 1, 2, 3) Lagunas facultativas
- 4, 5, 6) Lagunas de acabado
- 7) Posibilidad de interconexión



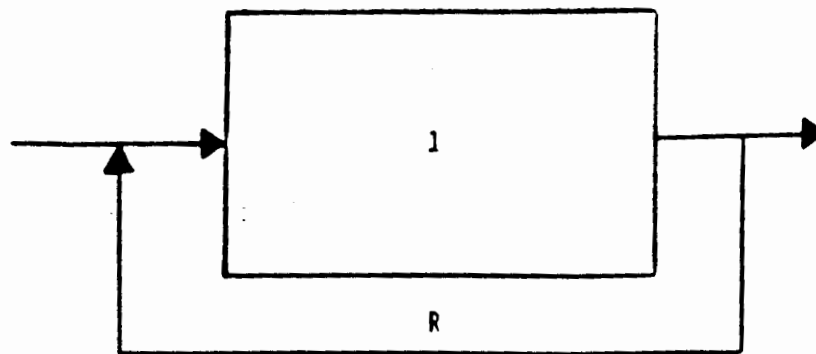
SOLUCION N° 11

- 1, 2, 3) Lagunas facultativas
- 4) Laguna de acabado
- 5) Posibilidad de interconexión
- 6) Lagunas de acabado



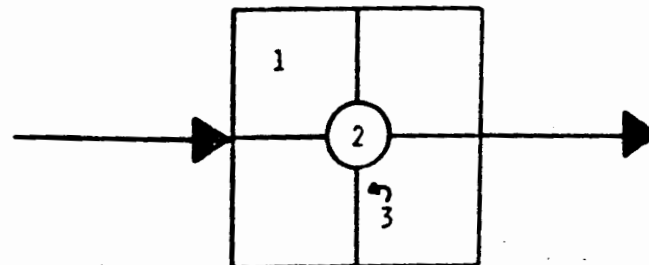
SOLUCION N° 12

- 1) Laguna alargada



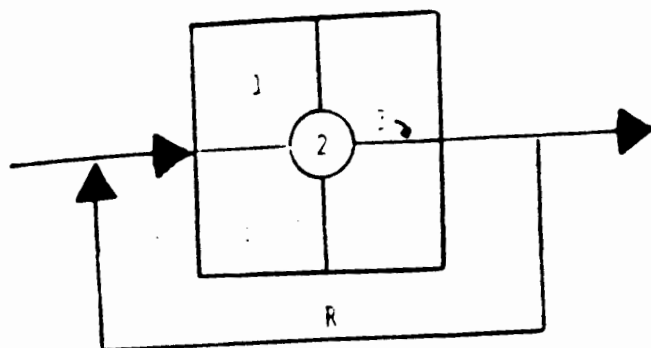
SOLUCION N° 13

- 1) Laguna } a) Anaeróbica
 } b) Facultativa
- R) Recirculación



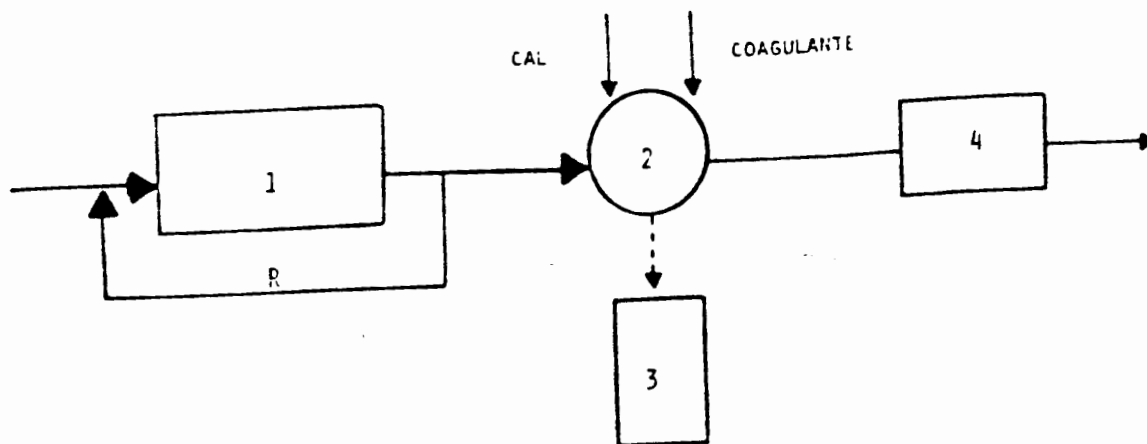
SOLUCION N° 14

- 1) Laguna con aeración mecánica
- 2) Aerador mecánico
- 3) Cable para sostener el aerador



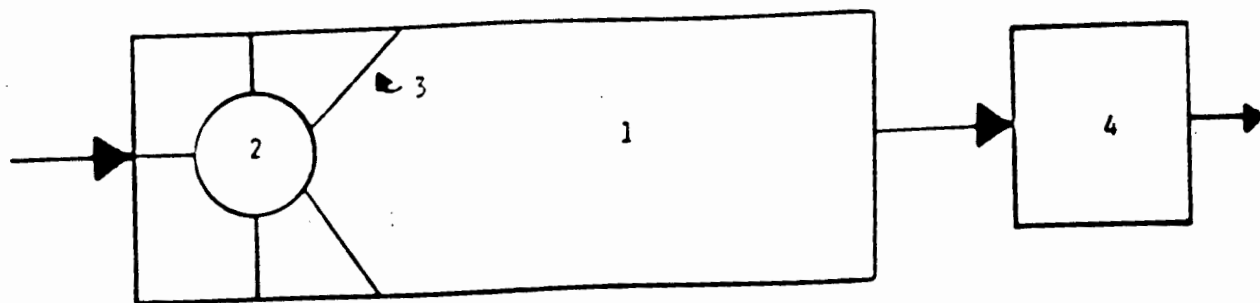
SOLUCION N° 15

- 1) Laguna con aeración mecánica
- 2) Aerador mecánico
- R) Recirculación
- 3) Cable para sostener el aerador



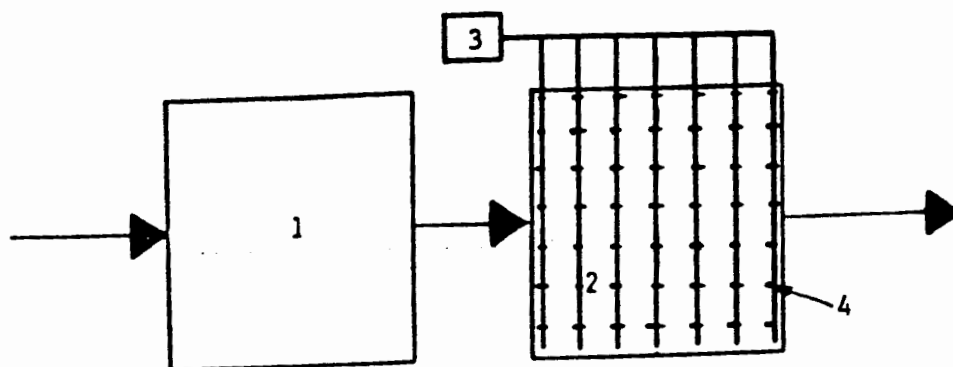
SOLUCION N° 16

- 1) Laguna facultativa
- R) Recirculación
- 2) Sedimentador
- 3) Disposición de lodos
- 4) Laguna de acabado



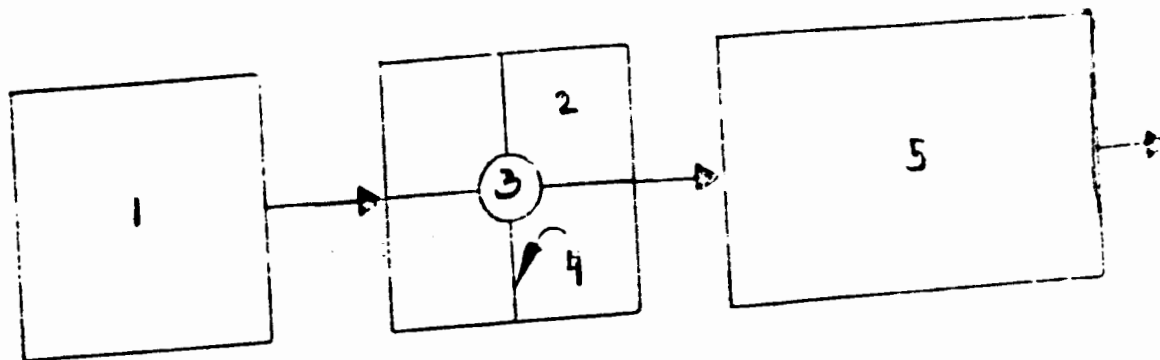
SOLUCION N° 17

- 1) Laguna facultativa alargada
- 2) Aerador mecánico
- 3) Cables para sostener el aerador
- 4) Filtración de algas



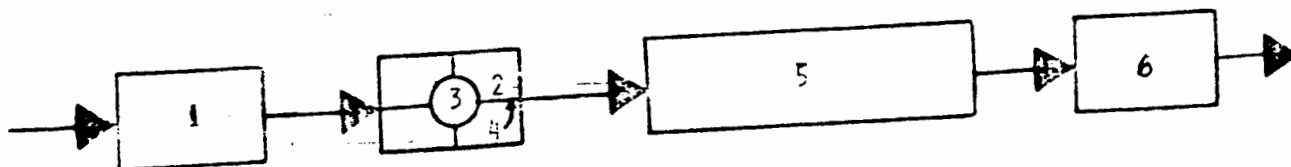
SOLUCION N° 18

- 1) Laguna anaeróbica
- 2) Laguna aerada
- 3) Compresor de aire
- 4) Tuberías y boquillas difusoras de aire



SOLUCION N° 19

- 1) Laguna anaeróbica
- 2) Laguna aerada
- 3) Aerador
- 4) Cable para sostener el aerador
- 5) Laguna facultativa



SOLUCION N° 20

- 1) Laguna anaeróbica
- 2) Laguna aerada
- 3) Aerador
- 4) Cable para sostener el aerador
- 5) Laguna facultativa
- 6) Laguna de acabado

4.4 USO DE AERACION MECANICA

Se ha utilizado con muy buenos resultados en lugares donde el terreno es caro o escaso, debido a que disminuye los requerimientos de área. La aeración mecánica se realiza por medio de aeradores superficiales como los que se indican en las soluciones Nos. 14, 15, 17, 19 y 20; y por medio de compresores, tuberías y boquillas difusoras, tal como se indica en la solución N° 18.

La disminución del área necesaria se obtiene a cambio de gastar dinero en equipo mecánico, su mantenimiento y su consumo de energía. En ciertas áreas de los países en desarrollo, debe recurrirse a la aeración mecánica sólo en casos extremos.

4.5 REMOCION DE LAS ALGAS DE LOS EFLUENTES DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

La materia orgánica muerta o putrescible de las aguas residuales no es eliminada en las lagunas de estabilización sino que es "estabilizada", o dicho de otra manera, es transformada en materia orgánica "viva" presente en el protoplasma de las algas. Estas algas - mientras vivan - son productoras de oxígeno, pues a través del proceso de fotosíntesis producen mucho más oxígeno que el que consumen en su respiración; pero si mueren, tornan a ser materia orgánica putrescible con una alta demanda bioquímica de oxígeno. Hay estudios que indican que esto no sucede; es decir, ya en el cuerpo receptor, las algas no se mueren para pasar a ejercer una nueva DBO. En la ref. 13 se indica que en los ríos Cañas y Liberia de Costa Rica, no se observó aumento de la DBO después de recibir la descarga de efluentes de lagunas facultativas con alta población de algas. Es probable que las algas se integren en la cadena alimenticia de los seres acuáticos siendo su desaparición final un proceso bastante complejo.

No obstante lo dicho anteriormente, hay casos en que se ha considerado conveniente remover las algas. Esto se ha logrado mediante coagulación y sedimentación del efluente (ver solución N° 16) y mediante filtración (ver solución N° 17).

4.6 CLORACION FINAL DEL EFLUENTE

Aunque en algunos lugares de los Estados Unidos se hace cloración final del efluente de las lagunas de estabilización para eliminar los patógenos remanentes, tal práctica no se recomienda en los países en desarrollo por su alto costo. Si no se ha logrado clorar el agua para consumo humano, menos se va a lograr clorar efluentes de lagunas de estabilización donde la alta concentración de materia orgánica obligaría a usar altas dosis de cloro. Además, el costo de filtración del efluente y cloración sería prohibitivo. Clorar efluentes sin filtrar sería absurdo porque implicaría provocar el cultivo de algas para luego matarlas con cloro.

Por otra parte, cada día hay más reservas sobre si es adecuada la práctica de clorar aguas con alto contenido de materia orgánica, la cual da origen a la formación de compuestos organo-clorados (trihalometanos entre ellos) cuyas propiedades cancerígenas han sido comprobadas.

SEGUNDA PARTE

CALCULO DE LAGUNAS
SEGUN SUS
PRINCIPALES PROPOSITOS

V

CALCULO DE LAGUNAS PARA REMOCION DE CARGA ORGANICA

Numerosas experiencias realizadas a través de más de cuarenta años, han estimulado múltiples intentos para desarrollar modelos matemáticos que permitan diseñar lagunas de estabilización en función de la remoción de DBO esperada.

En las refs. 6, 9, 11, 21 y 30 aparecen varios de estos modelos.

En la ref. 21 se encuentran ejemplos de cálculo utilizando algunos de estos modelos, entre los que se destacan los siguientes:

- a) Diseño empírico por carga superficial (Towne, Davis & otros)
- b) Diseño empírico volumétrico (Gloyne, Hermann & otros)
- c) Cálculo de lagunas fotosintéticas (Oswald, Gotaas & otros)
- d) Método racional basado en la cinética del proceso (Marais, Shaw & otros)
- e) Modelos basados en la dinámica de los ciclos de nutrientes (Ferrara, Harleman & otros) (Ref. 30).

Ninguno de estos métodos ha logrado una aceptación universal. Las discrepancias entre objetivos de las lagunas, metodologías de evaluación y climas, dan como resultado la existencia de mucha literatura contradictoria que, lejos de orientar, confunde a los recién iniciados en el uso de lagunas de estabilización cuando tratan de adquirir sus conocimientos mediante la adquisición masiva de información en forma indiscriminada.

En este manual se recomienda el uso del método racional basado en la cinética del proceso, por su simpleza y porque ha permitido obtener buenos resultados; con él se logran los objetivos de este manual sin necesidad de agobiar al lector con numerosas fórmulas y ecuaciones. Esta afirmación no significa que este método sea mejor que los otros, sino que es el que más se ajusta a los objetivos de este manual.

5.1 LAGUNAS ANAEROBICAS

Se recomienda emplear el siguiente modelo que supone mezcla completa:

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{1}{k_{an} \left(\frac{L_p}{L_o} \right)^n R + 1} \quad (5-1)$$

Despejando el período de retención:

$$R = \frac{(L_o / L_p) - 1}{k_f} \quad (5-5)$$

La eficiencia es dada por la ecuación (5-3). Se recomiendan eficiencias entre el 70 y el 90%. Se ha encontrado (ref. 11) que para temperaturas de 35°C, $k_f = 1.2$; y que k_f varía con la temperatura siguiendo la relación:

$$k_{f_{35^\circ\text{C}}} / k_f = 1.085^{(35-T)} \quad (5-6)$$

siendo T la temperatura a la cual funciona la laguna.

En base a la ecuación (5-6) se ha calculado la siguiente tabla de valores de k_f en función de la temperatura:

Temperatura en °C	5	10	15	20	25	30	35
k_f en días ⁻¹	0.103	0.12	0.24	0.35	0.53	0.80	1.2

Al proyectar lagunas se debe tomar en cuenta que la temperatura de las mismas será entre dos y cuatro grados mayor que la del ambiente (observado en San Juan, Lima, Perú; y Guanacaste, Costa Rica). Refs. 21 y 30.

La ecuación (5-4) se puede escribir en la forma:

$$L_o / L_p = 1 + k_f R \quad (5-7)$$

La ecuación (5-7) facilita la investigación del valor de k_f para una temperatura dada, pues permite ubicar en un sistema de coordenadas cartesianas, la recta que mejor se ajuste a información experimental obtenida sobre L_o/L_p y R; siendo k_f la pendiente de dicha recta, tal como se muestra en la figura 5.1.

Para un valor de $k_f = 0.35$ días⁻¹ se obtienen valores de R de 6.7, 11.4 y 25.7 días para eficiencias del 70, 80 y 90%.

La eficiencia de las lagunas facultativas se puede calcular con la ecuación (5-3).

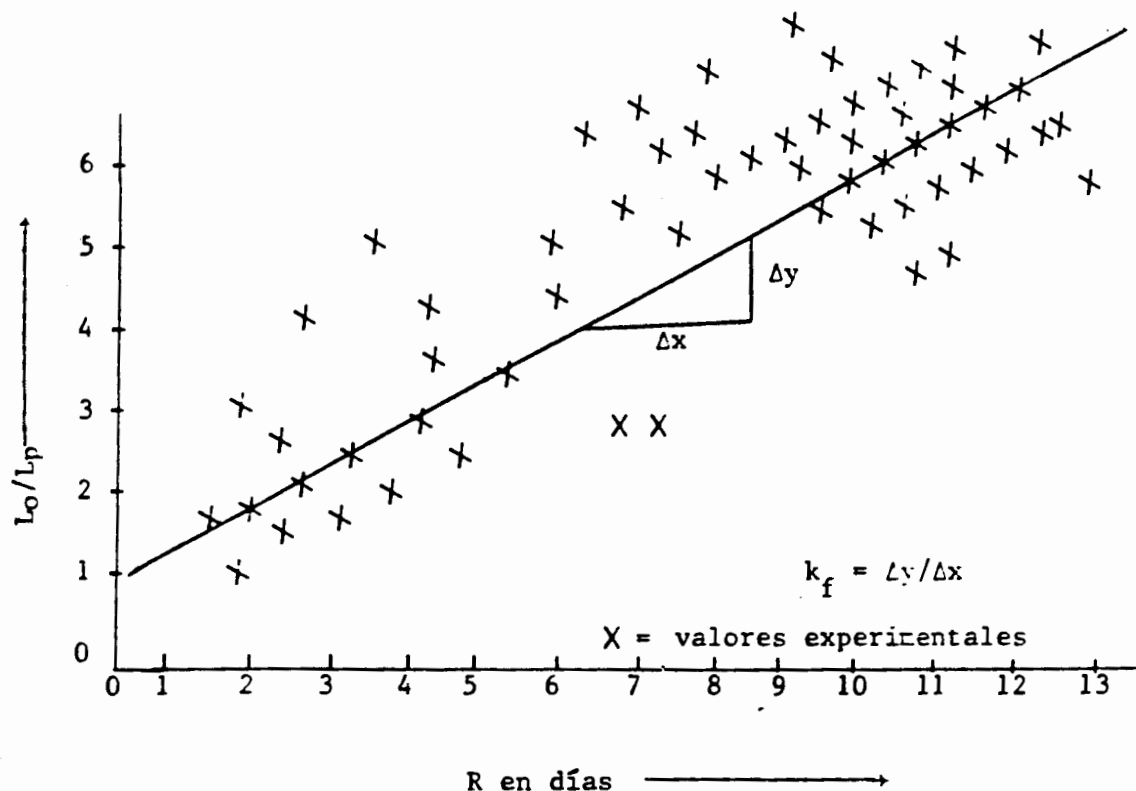


Figura 5.1

GRAFICO DE LOS VALORES DE L_0/L_p VERSUS R OBTENIDOS EN UNA LAGUNA FACULTATIVA PARA UNA TEMPERATURA DETERMINADA

Conviene aquí agregar que recientes investigaciones llevadas a cabo en el CEPIS (ref. 32) han logrado aclarar ciertos aspectos de importancia. Estos son:

- a) Se puede tomar como límite de carga para lagunas facultativas primarias el valor La_t , expresado en Kg DBO/Ea/día, siguiente:

$$La_t = 357.4 \times (1.085)^{T-20} \quad (5-8)$$

siendo T la temperatura del agua, que se toma generalmente en la del mes más frío.

Para lagunas secundarias, la carga aplicada debe calcularse con la DBO total, o sea, incluyendo algas. De otro modo, usando la DBO soluble se obtendrían resultados erráticos.

- b) La gran mayoría de los parásitos es removida en una laguna primaria con 10 días de retención. Para remoción total se requiere una serie primaria y secundaria con retención total de 20 días.

- c) La tasa de mortalidad neta de coliformes fecales (y también de salmonellas) ha sido establecida, a 20°, como un valor promedio aceptable de 0.84 día⁻¹ en lagunas facultativas.
La corrección por temperatura es:

$$K_b = \text{TASA DE MORTALIDAD}$$

$$K_b = 0.84 \times (1.07)^{T-20} \quad (5-9)$$

- d) La eficiencia de la remoción de coliformes fecales en una laguna depende de la dispersión. Este factor, que se ha tomado en las investigaciones efectuadas con trazadores en función de la varianza y retención promedio, ha resultado en gráficas que se presentan en la Figura 5.2. El factor de dispersión "d", también llamado número de dispersión del reactor, es adimensional y puede ser calculado con la fórmula:

$$d = \frac{D_n}{U \times X}$$

donde:

- D_n = coeficiente de dispersión axial cuyo valor en lagunas de estabilización varía entre 0.15 y 0.8 m²/seg.
 U = velocidad media de desplazamiento del agua en la laguna (m/seg).
 X = longitud del eje de la laguna (m).

En las lagunas de estabilización el valor de "d" suele variar entre 0.2 y 4, correspondiendo el rango inferior a lagunas alargadas y el superior a las cuadradas y aeradas mecánicamente (en éstas últimas suelen presentarse valores mayores que 4).

La ecuación propuesta es:

$$\frac{N}{N_o} = \frac{4 a e^{0.5d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \quad (5-10)$$

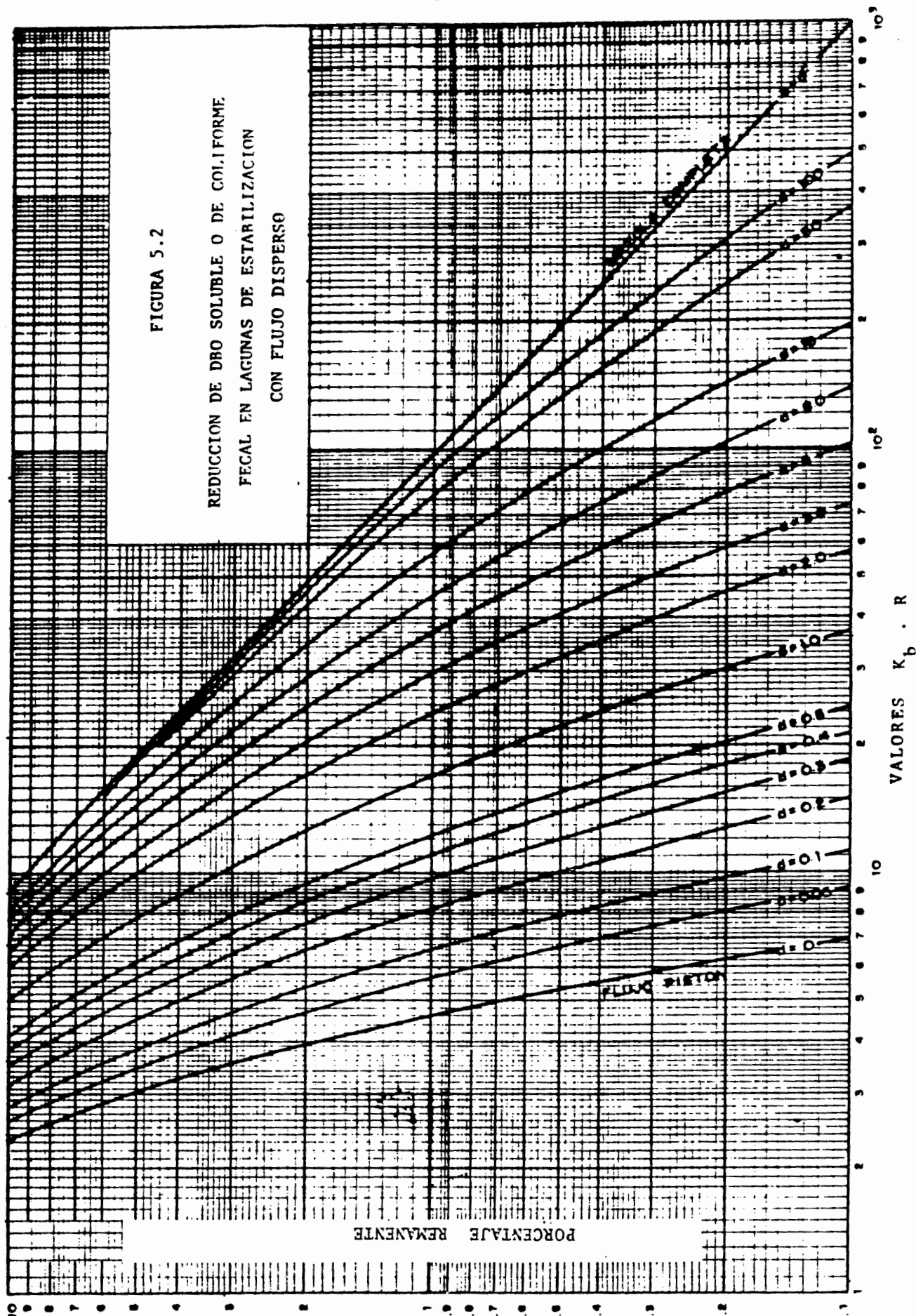
donde $a = \sqrt{(1 + 4 K_b R d)}$ siendo N y N_o conteos de coliformes fecales en efluente y afluente; y el resto de los parámetros como antes se definieron.

- e) Se recomienda que se establezcan objetivos uniformes, o sea que se dimensionen las lagunas para remoción eficiente de DBO y coliformes fecales conjuntamente.

En el caso de lagunas primarias, se aconseja que se construyan por lo menos dos, para trabajar en paralelo, con no menos de 10 días de retención total para controlar protozoarios y helmintos. Las lagunas primarias pueden ser dimensionadas con la ecuación (5-8) para un mínimo de área y entonces comprobar la retención adecuada. Seguidamente se estudia la eficiencia bacteriológica con la ecuación (5-10) y la tasa de mortalidad dada por (5-9), verificando la eficiencia que se logre para DBO como se indicó en 5.2.

FIGURA 5.2

REDUCCION DE DBO SOLUBLE O DE COLIFORME
FECAL EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION
CON FLUJO DISPERSO



VI CALCULO DE LAGUNAS PARA REMOCION DE ORGANISMOS PATOGENOS

Suponiendo mezcla completa y utilizando como indicador los coliformes fecales, tanto las lagunas facultativas como las anaeróbicas siguen la relación:

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{k_b R + 1} \quad (6-1)$$

Donde:

N_o es el número de bacterias coliformes fecales (por 100 ml) en el afluente

N_p es el número de bacterias coliformes fecales (por 100 ml) en el efluente

R es el período de retención en días

k_b es la constante de reacción en remoción de coliformes fecales; como se ha encontrado que k_b tiende a tener valores más bajos en las lagunas anaeróbicas que en las facultativas, constituye una sana práctica llamar a esta constante:

k_{ba} en las lagunas anaeróbicas; y

k_{bf} en las lagunas facultativas.

Tendremos entonces las ecuaciones:

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{k_{ba} R + 1} \quad (6-2)$$

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{k_{bf} R + 1} \quad (6-3)$$

Ya anteriormente se ha mencionado que las experiencias efectuadas por CEPIS (ref. 32) han probado que la mortalidad de coliformes fecales y de patógenos como salmonellas, son semejantes.

$$\text{Eficiencia}_b = \frac{100 (N_o - N_p)}{N_o} \quad (6-4)$$

VII CALCULO DE LAGUNAS CUANDO HAY DISPONIBILIDAD REDUCIDA DE TERRENO PLANO. LAGUNAS "ALARGADAS" O "BAJO FLUJO A PISTON"

Por lo general, se procura construir las lagunas de estabilización de forma proporcionada (de manera que la relación largo/ancho sea menor de 3). Sin embargo, en lugares quebrados donde no hay disponibilidad de terreno plano, se ha recurrido a construir lagunas alargadas tratando de seguir las curvas de nivel del terreno. Ver solución N° 12 del Capítulo IV.

Se observó que en las lagunas alargadas, la calidad del agua va variando gradualmente de la entrada hacia la salida, por lo que sería inapropiado utilizar los modelos anteriormente presentados para la hipótesis de mezcla completa.

Se han desarrollado modelos que toman en cuenta el flujo a pistón que se presenta en estos casos en los cuales rige la ley de Chick.

7.1 REMOCION DE DBO BAJO FLUJO A PISTON (ver págs. 9 y 10 ref. 30)

$$\frac{L_p}{L_o} = e^{-k_p R}$$

Donde L_p , L_o y R tienen el mismo significado ya indicado; y

e = base de los logaritmos neperianos = 2.718282

k_p = constante de reacción para DBO bajo flujo a pistón

En la pág. 78 de la ref. 30 se establece que k_p varía con la temperatura y con la tasa de trabajo "i" que se esté aplicando a la laguna según la siguiente tabla:

Tasa de trabajo "i" en Kg de DBO_5 por hectárea x día	k_p 20°C en días ⁻¹
45	0.071
67	0.083
90	0.096
112	0.129

7.2 REMOCION DE PATOGENOS BAJO FLUJO A PISTON

$$\frac{N_p}{N_o} = e^{-k_{bp} R}$$

Donde N_p , N_o y e tienen el significado ya dado, y k_{bp} es la constante de reacción para coliformes fecales bajo flujo a pistón. El valor de k_{bp} tiene un rango entre 1 y 2 días⁻¹ a 20°C.

VIII EL FACTOR DE SEGURIDAD EN EL DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

El diseñador de lagunas de estabilización, como cualquier otro diseñador, desea tener un margen o factor de seguridad que le garantice que la estructura que está proyectando, va a funcionar sin problemas. Si en estructuras de acero suponemos que este material tiene una resistencia igual a la mitad de la encontrada cuando falla una varilla, diseñaremos con un factor de seguridad de dos. En el caso de las lagunas de estabilización, no es tan fácil encontrar este factor de seguridad. Las lagunas se enfrentan a dos requerimientos críticos: carga orgánica y balance hídrico.

Tan importante es procurar una carga orgánica adecuada como lograr un balance hídrico apropiado.

LA MAYORIA DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION QUE NO HAN LOGRADO CUMPLIR SU OBJETIVO, HA SIDO POR CAUSA DE UN BALANCE HIDRICO INADECUADO. SON POCAS LAS LAGUNAS QUE HAN FALLADO POR APLICARLES UNA CARGA ORGANICA MAL CALCULADA, PUES EL DISEÑO POR CARGA ORGANICA ES MAS FLEXIBLE QUE POR BALANCE HIDRICO.

Entre más grande hagamos una laguna, más nos vamos del lado de la seguridad desde el punto de vista de carga orgánica, pero más la comprometemos desde el punto de vista del balance hídrico.

El balance hídrico suele ser dado por la ecuación

$$Q_e = Q_a + (P_r + P_c) - (E + P_e) \quad (8-1)$$

en la cual:

Q_e = caudal efluente

Q_a = caudal afluente de aguas residuales

P_r = precipitación que cae sobre la laguna

P_c = infiltración de agua subterránea hacia la laguna (sucede cuando el nivel freático está sobre el de la laguna)

E = evaporación

P_e = pérdidas por percolación (sucede cuando el nivel freático está por debajo del de las lagunas y éstas no se han sellado).

Las cantidades anteriores se pueden trabajar en metros cúbicos por día o litros por día.

Analizando el mes crítico (de menos lluvia, de nivel freático muy bajo, de mayor evaporación) el valor de Q_e tiene que ser positivo. Es aquí donde algunas veces se hace necesario reducir el área de las lagunas, y el diseño del lado de la seguridad consiste en hacer lagunas más pequeñas (en área total) y no más grandes como supondría quien haga un análisis superficial del problema.

Si en un primer tanteo durante un diseño obtenemos un valor de Q_c negativo, quedan varias alternativas; entre ellas, impermeabilizar la laguna con material arcilloso o membranas sintéticas. Pero hay un recurso que puede ser más económico, y éste consiste en usar lagunas anaeróbicas. Como se verá en la octava parte de este manual al estudiar los ejemplos ilustrativos, un sistema de lagunas con anaeróbicas primarias puede tener un 60% del área de uno equivalente que use sólo lagunas facultativas; lo cual es muy importante desde el punto de vista de balance hídrico. En casos extremos, se pueden usar lagunas anaeróbicas primarias y secundarias, con lo cual el área puede llegar a ser hasta un 40% de la de un sistema equivalente que no use lagunas anaeróbicas. En zonas muy céntricas donde no sea aconsejable el uso de lagunas anaeróbicas, éstas podrían ser sustituidas por lagunas aeradas mecánicamente.

RECUERDESE QUE UN BUEN DISEÑO NO CONSISTE EN HACER MUCHAS LAGUNAS EN SERIE O LAGUNAS MUY GRANDES SINO EN LOGRAR LA ADECUADA REMOCION DE CARGA ORGANICA Y PATOGENOS CON UN BALANCE HIDRICO POSITIVO AUN EN LA EPOCA CRITICA DESDE EL PUNTO DE VISTA HIDRICO.

La ecuación (8-1) también debe ser usada para calcular la capacidad hidráulica del aliviadero o estructura de salida de la laguna. En efecto, utilizando como P_r el valor que corresponde a la lluvia más intensa de un día (en 24 horas); y P_c para el valor máximo del nivel freático, lo mismo que Q_a para el día máximo, se obtiene un día de caudal máximo para el cual se calculará la capacidad de descarga del aliviadero. Las lagunas se diseñan con un borde libre que da margen para el aumento de carga sobre el vertedero de salida cuando sucede este caudal máximo.

TERCERA PARTE

DISEÑO DE LAGUNAS EN FUNCION
DE LA CALIDAD DE AGUAS DEL
CUERPO RECEPTOR Y EN RELACION
A SUS USOS

IX R I O S

La mayoría de las lagunas de estabilización se diseñan para adecuar la calidad de un agua residual a los requerimientos de un río que actúa como cuerpo receptor. Normalmente, y de acuerdo con sus usos, a este cuerpo receptor se le protege de manera tal que su contaminación por patógenos se mantenga dentro de ciertos límites. Además, por protección ecológica se exige que la carga orgánica sea de una magnitud tal que no vaya a abatir el oxígeno disuelto (OD) del río por debajo de un límite crítico (aproximadamente 4 mg/l) que ponga en peligro de extinción la vida acuática, y eventualmente, se reduzca la concentración de tóxicos potenciales a valores admisibles.

9.1 . EFECTOS DE LA DILUCION

Cuando el río es muy grande y la descarga de aguas servidas es muy pequeña, la simple dilución puede ser suficiente para satisfacer los requerimientos de calidad de agua del río. En estos casos, se recurre a la remoción de flotantes y a diseñar difusores de la descarga que garanticen una rápida dilución en el cuerpo del río del agua residual descargada. La ecuación del balance de masas permite saber cuál es la DBO o el NMP de coliformes (o cualquier otro parámetro que interese) aguas abajo del punto de descarga:

$$DBO_{mezcla} = \frac{Q_{AR} \times DBO_{AR} + Q_{RIO} \times DBO_{RIO}}{Q_{AR} + Q_{RIO}} \quad (9-1)$$

$$NMP \text{ COLI}_{mezcla} = \frac{NMP_{AR} \times Q_{AR} + NMP_{RIO} \times Q_{RIO}}{Q_{AR} + Q_{RIO}} \quad (9-2)$$

Los subíndices mezcla, AR y RIO se refieren a las aguas mezcladas, a las aguas residuales y al río antes de recibir la descarga, respectivamente.

Para el caso del NMP de coliformes, la ecuación (9-2) permite saber si es necesario realizar tratamiento. Esta misma ecuación permite, utilizando como dato el valor de $NMP \text{ COLI}_{mezcla}$ aceptable y como incógnita $NMP \text{ COLI}_{AR}$, determinar cuál debe ser el NMP COLI del efluente del sistema de tratamiento que se está diseñando.

En algunos casos, puede ser de interés tomar en cuenta la remoción de patógenos en el río, para lo cual se puede utilizar la ecuación (7-2) haciendo las correspondientes evaluaciones de k_{bp} .

Para el caso de la DBO, no basta con saber cuál es la DBO de la mezcla, sino que es necesario saber el valor DBO_{mezcla} que compromete el oxígeno disuelto del río.

Más adelante se desarrollan las ecuaciones básicas que permiten hacer este tipo de estudio.

9.2 IMPORTANCIA DEL OXIGENO DISUELTO EN LAS AGUAS DE UN RIO

Toda corriente de agua tiene cierta capacidad para estabilizar la carga orgánica que le cae procedente de su cuenca misma, de descarga de aguas negras de poblaciones y de desechos industriales. Esta propiedad de las corrientes de agua se conoce con el nombre de capacidad de autodepuración o purificación natural.

Las bacterias saprofitas aeróbicas, o facultativamente aeróbicas, logran desdoblar la materia orgánica putrescible en presencia de oxígeno, a través de un proceso conocido como descomposición aeróbica. Este proceso se caracteriza por permitir la estabilización de la materia orgánica sin que se presenten malos olores.

El oxígeno necesario para la estabilización aeróbica de la materia orgánica lo adquiere el río por contacto con el aire y a través del proceso de fotosíntesis de las plantas acuáticas.

El oxígeno que la materia orgánica putrescible consume en su estabilización bacteriana recibe el nombre de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO). La DBO es, por consiguiente, una medida de la magnitud de la carga orgánica presente en un agua negra, en términos de la cantidad de oxígeno que requeriría para su estabilización aeróbica.

Cuando la carga de aguas negras u otro material putrescible es muy grande en relación con el caudal del río, el agua se pone turbia, el sol no penetra en las capas más profundas y las plantas acuáticas perecen y cesan en su producción de oxígeno. Los organismos saprofitos se multiplican hasta lograr agotar el suministro del alimento, momento a partir del cual comienzan a disminuir rápidamente.

En un río sobrecargado, el oxígeno disuelto llega a desaparecer por completo con la consiguiente mortalidad de los peces. Se inicia entonces el proceso de descomposición anaeróbica de la materia orgánica caracterizado por el desprendimiento de malos olores.

De acuerdo a las condiciones hidrológicas, la materia suspendida es llevada por el agua o sedimentada al fondo (carga bentónica). Estos lodos no agregan normalmente una carga de DBO a la corriente de agua, sino que ejercen una demanda de oxígeno en la misma. Su determinación se efectúa mediante extracción de muestras y ensayos especiales de laboratorio, como más adelante se expone.

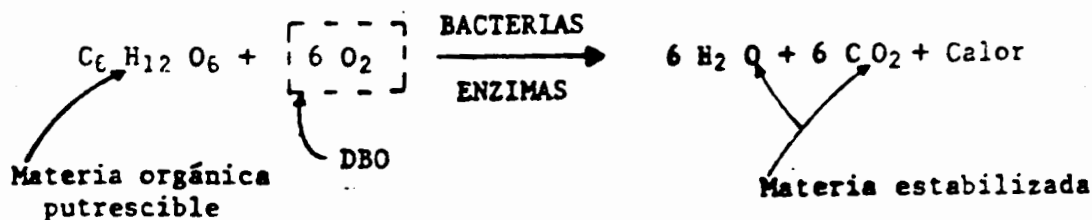
Conforme transcurre un río, la absorción de oxígeno del aire va tendiendo a restablecer las condiciones naturales iniciales. Este es el proceso conocido como autodepuración o purificación natural.

La purificación natural de las aguas es en general lenta; por lo que, cuando la contaminación es alta, se requiere que el río recorra grandes distancias antes de lograr una purificación apreciable.

9.2.1 Demanda bioquímica de oxígeno

Cuando las aguas negras son descargadas en una corriente de agua rica en oxígeno disuelto, proliferan las bacterias saprofíticas aeróbicas y las facultativamente aeróbicas.

Estas bacterias en sus procesos vitales producen enzimas que facilitan el desdoblamiento de la materia orgánica, logrando su estabilización. A continuación, se muestra una de las reacciones químicas que ocurren durante este proceso:



La demanda de oxígeno en este proceso de estabilización aeróbica recibe el nombre de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO).

La DBO se inicia en el momento en que el agua negra cae en una corriente o cuerpo receptor con oxígeno disuelto y va aumentando conforme transcurre el tiempo. La figura 9.1 ilustra la forma en que se ejerce la DBO cuando la temperatura es constante.

Obsérvese que hasta el punto "A" la curva sigue una trayectoria que tiende hacia un valor asintótico "L". Esta parte de la curva se llama primera fase y en ella se estabiliza la materia carbonácea. A partir del punto "A", la curva sigue otra tendencia. Es el proceso en el cual se estabiliza la materia orgánica nitrogenada (porción A-C de la curva).

De curvas experimentales como la que aparece en la figura 9.1 se puede deducir la existencia de dos fases o etapas.

Si la temperatura es de 20°C, la primera fase se extiende aproximadamente hasta el décimo día.

Con respecto a esta primera fase, se han enunciado los dos postulados siguientes, que han sido experimentalmente comprobados:

- a. "La DBO que se ejerce en la primera fase tiende hacia un límite o valor final, que es medida de la materia putrescible u oxidable, originalmente presente en la muestra".
- b. "La DBO que se ejerce en cada diferencial de tiempo es una fracción constante de la DBO que queda por satisfacer".

Esta primera fase se puede representar matemáticamente por la siguiente

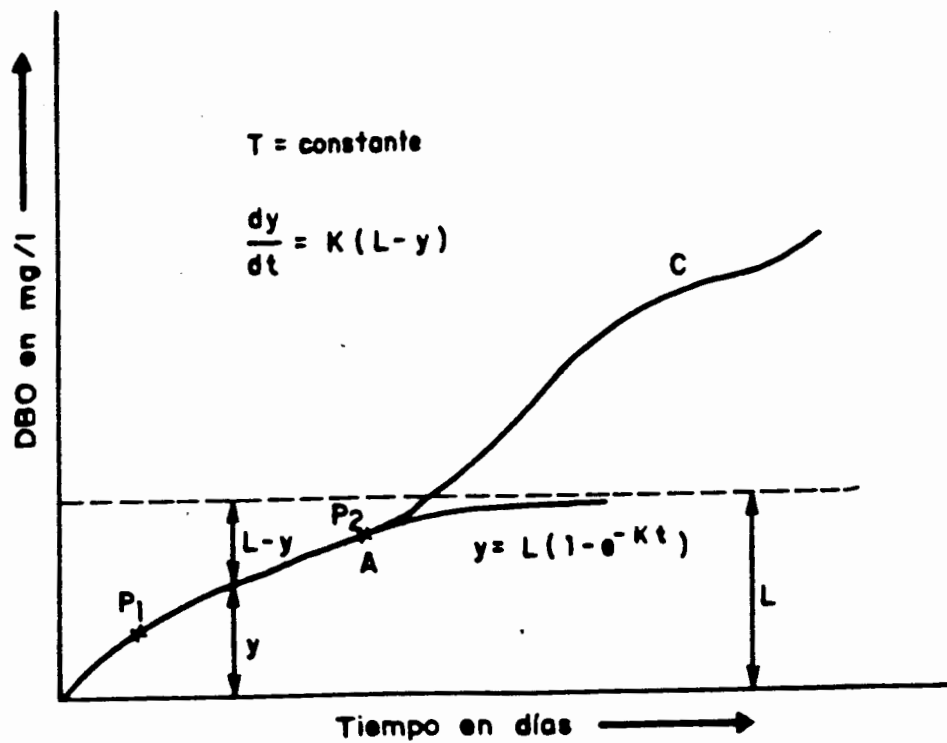


Figura 9.1

CURVA DBO A UNA TEMPERATURA CONSTANTE T

ecuación de primer orden:

$$\frac{dy}{dt} = K(L-y) \quad (9-3)$$

en donde:

y = DBO satisfecha (mg/l) después de un tiempo t (días)

t = tiempo (en días)

K = constante de proporcionalidad o razón de demanda (en días⁻¹)

L = DBO al final de la primera fase (mg/l)

Integrando la ecuación diferencial anterior:

$$\int \frac{dy}{L-y} = \int K dt \quad (9-4)$$

$$-\ln (L-y) + C_1 = Kt + C_2$$

Si $y = 0$.'. $t = 0$

$$-\ln L + C_1 = C_2$$

$$C_2 - C_1 = \ln L$$

Volviendo a la ecuación (9-4):

$$-\ln (L-y) = Kt + C_2 - C_1$$

y sustituyendo $C_2 - C_1$:

$$-\ln (L-y) = Kt - \ln L$$

$$-Kt = \ln (L-y) - \ln L$$

$$-Kt = \ln \frac{L-y}{L}$$

$$e^{-Kt} = \frac{L-y}{L}$$

$$L \cdot e^{-Kt} = L - y$$

$$y = L - L \cdot e^{-Kt}$$

$$y = L (1 - e^{-Kt}) \quad (9-5)$$

La ecuación (9-5) es la formulación de la DBO de la carga suspendida.

Experimentalmente se ha demostrado que a una temperatura de 20°C los valores de K varían entre 0.16 y 0.70 días⁻¹ según las características del desecho. El valor medio de K está alrededor de 0.39.

Se ha demostrado además que para temperaturas entre 15 y 30°C, los valores de K varían de acuerdo con la siguiente relación:

$$\frac{K}{K_o} = 1.047(T-T_o) \quad (9-6)$$

9.2.2 Demanda de oxígeno de la carga bental

Los depósitos de lodos y fangos acumulados en el fondo de cuerpos de agua están constituidos por sólidos sedimentados en períodos durante los cuales los movimientos del agua lo permitieron. La determinación de esta demanda bental de oxígeno que se ejerce sobre el cuerpo de agua puede efectuarse de la siguiente manera:

Extraídas las muestras con draga manual apropiada, se colocan éstas en una cuba de unos 12 litros de capacidad, ocupando en ella una altura de 10 centímetros. Se cubren entonces los lodos mediante una tela o paño fino entre dos mallas (de soporte y peso) a los efectos de evitar la resuspensión del lodo. Usando agua que proceda del lugar de los sedimentos (extraída a 1 ó 2 metros sobre el lodo), se vierte esta agua sobre los lodos en la cuba hasta colmarla, o sea alrededor de 11 litros. Finalmente, se cubre el agua con una capa de aceite mineral para cerrar el sistema contra cualquier reaeración.

A través de la tapa de la cuba, se pasa el eje de un agitador con motor y reductor para bajas revoluciones.

Las muestras se extraen por un grifo situado tres centímetros encima de los lodos. Cada muestra debe tener un volumen de unos 300 ml.

En cada muestra se determinan oxígeno disuelto y DBO. La experiencia dura 5 días, con determinaciones cada 4 horas el primer día y cada 8 horas los días subsiguientes.

El cálculo de la demanda bental es como sigue:

Se efectúa una gráfica de oxígeno disuelto respecto al tiempo con los valores de las muestras.

Se calcula la demanda diaria en función de los valores DBO₅ de cada muestra. Esto se hace eligiendo un valor K apropiado (que luego se rectifica de acuerdo al ajuste de los resultados) y calculando (DBO)_u con la fórmula:

$$(DBO)_u = \frac{(DBO)_5}{1 - 10^{-K_1 \times 5}} \quad (9-7)$$

o sea, entonces para 1 día, usando la (DBO)_u calculada

$$(DBO)_1 = (1 - 10^{-K_1}) \cdot (DBO)_u$$

De la gráfica se hallan valores de $\Delta (OD)$ y Δt y entonces se determina el valor de la demanda de 1 día antes calculado de los valores $\Delta (OD) / \Delta t$.

Los resultados estarán en $\text{gr/m}^3/\text{día}$ y ello debe multiplicarse por la altura del agua en la cuba en metros. Estos valores que estarán expresados en $\text{gr/m}^2/\text{día}$ son los valores de la demanda bental (D_B). El analista deberá tomar valores promedios para hallar la verdadera demanda bental. Ver en todo caso la ref. 3.

9.2.3 Aporte de oxígeno al cuerpo de agua

9.2.3.1 Reaeración en cuerpos de agua

Llamando K_a a la tasa de reaeración, es decir, la tasa de transferencia del oxígeno del aire al cuerpo de agua, debe hacerse notar que K_a se incrementa con la renovación, por turbulencia, de la superficie del líquido. Esta renovación es proporcional a la frecuencia con la cual un elemento del área superficial se reemplaza con un elemento del cuerpo de agua en sí. Si esa tasa de renovación superficial se denota con r (T^{-1}), y se llama DL a la difusividad del oxígeno en el agua (con dimensiones L^2/T). Kanckwertz halló que

$$K_a = \frac{\sqrt{DL \cdot r}}{H}$$

$$\begin{aligned} DL &= \text{DIFUSIVIDAD DEL } O_2 \text{ EN EL } H_2O \\ r &= \text{TASA DE RENOVACIÓN} \\ H &= \text{PROFUNDIDAD DEL CPO DEL } H_2O. \end{aligned} \quad (9-8)$$

siendo H la profundidad media del cuerpo de agua en el tramo que se estudia.

O'Connor estableció que $r = \frac{U}{H}$ donde U es la velocidad de la corriente.

Entonces:

$$K_a = \frac{D_L^{1/2} \times U^{1/2}}{H^{1/2}} \times \frac{1}{H} = \frac{D_L^{1/2} U^{1/2}}{H^{3/2}} \quad (9-9)$$

Tomando en cuenta el valor de D_L y expresando U en (m/s) y H en (m) resulta la fórmula de O'Connor:

$$K_a = 4 \frac{U^{1/2}}{H^{3/2}} \quad (9-10)$$

donde (K_a) = día^{-1} en base (e).

Para pequeños cursos de agua, con altas pendientes Tsivoglou y Neal aconsejan tomar:

$$K_a = C \times \frac{\Delta h}{t_f} \quad (9-11)$$

donde t_f es el tiempo de flujo en el tramo estudiado (determinado por pruebas de colorimetría con fluorómetro por ejemplo) y Δh la diferencia de cotas de agua en el tramo. El valor de (C) estará entre 0.35 y 0.50 aumentando con la pendiente del tramo. Entonces, para que K_a esté expresado en día^{-1} , debe tomarse Δh en metros y (t_f) en días.

9.2.3.2 Aporte de oxígeno por fotosíntesis

Por efecto de fotosíntesis, el fitoplankton (algas) y otros elementos de vegetación acuática aportan oxígeno al agua, durante el período de luz solar en cada día (directa o indirecta).

Si se conoce la concentración de fitoplankton en el tramo del cuerpo de agua que se estudia, es posible correlacionar ese valor con la producción de oxígeno en el agua y también con el valor en la "respiración" o sea el oxígeno usado por las algas para su metabolismo y crecimiento.

Si se llama F_s a la producción máxima de oxígeno que sucede a la máxima intensidad solar en superficie del agua, con aproximación aceptable se puede tomar:

$$F_s = 0.25 \text{ Clor "a"} \quad (9-12)$$

donde Clor "a" es la concentración de clorofila "a" en $\mu\text{g/l}$ (microgramos/litro) y F_s está expresado en mg/l/día de oxígeno disuelto. El coeficiente 0.25 puede crecer hasta 0.40 en zonas tropicales.

Como interesa el valor promedio de concentración de oxígeno de origen fotosintético F_p y éste está afectado por la extinción de luz en profundidad, llamando I_a a la intensidad de luz promedio incidente e I_s a la intensidad máxima (de saturación del crecimiento de algas) se puede probar que:

$$F_p = F_s \times \frac{2.718 \times f}{K_e H} \left(e^{-\frac{I_a}{I_s} e^{-K_e H}} - e^{-\frac{I_a}{I_s}} \right) \quad (9-13)$$

donde H es la profundidad media del tramo, f el porcentaje de horas de luz en el día y K_e el coeficiente de extinción. Este coeficiente de extinción puede aproximarse por la fórmula:

$$K_e = \frac{1.7}{\text{Profundidad Secchi (m)}} \quad (9-14)$$

siendo la Profundidad Secchi la profundidad en metros a la cual se extingue la visión del disco Secchi en el tramo. El valor K_e está expresado en m^{-1} .

Por último puede calcularse la respiración R_s (en mg/l/día) como

$$R_s = \frac{F_s}{10} \quad (9-15)$$

Esto que precede es, en realidad, una aproximación gruesa de los procesos de aporte de oxígeno por fotosíntesis. Se considera en lo anterior que son valores permanentes y que la concentración de fitoplankton no varía día tras día. En realidad debido a variaciones de nutrientes, de su consumo, de la predación por zooplankton y de sedimentaciones, el estudio del oxígeno aportado por el fitoplankton puede ser en extremo complicado. Sin embargo, pueden usarse las formulaciones anteriores en casos en que no existan floraciones de algas importantes.

9.3 ECUACIONES BASICAS

De acuerdo a los mecanismos fundamentales que actúan en un cuerpo de agua sobre los contaminantes, si se llama (C) a la concentración de uno de ellos (que se expresa en gr/m^3 ó en NMP/m^3 u otros parámetros similares), la ecuación básica es:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = E \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \frac{Q}{A} \frac{\partial C}{\partial x} - KC + W/V \quad (9-16)$$

(a) (b) (c) (d)

donde (t) es el tiempo, (x) la distancia, (Q) el caudal, (A) el área transversal, (K) la tasa de reacción o degradación, base e, en días^{-1} , (W) la carga incremental en $\text{gr}/\text{día}$ del contaminante en el tramo; siendo (V) el volumen en m^3 del tramo, y E, el coeficiente de dispersión con unidades $\text{m}^2/\text{día}$.

Es fácil ver que las unidades de cada término son $\text{gr}/\text{m}^3/\text{día}$. Se ha supuesto que el tramo considerado del cuerpo de agua es asimilable a un desplazamiento unidimensional en la distancia (x) de la contaminación. La deducción de la ecuación básica puede verse en la ref. 3.

La ecuación expresa que el incremento de la concentración respecto a un intervalo t de tiempo es igual a la suma de un término dispersivo (a) más un término advectivo (b), más un término reactivo (c) y más la contribución de una carga W de contaminante (o sea el llamado (d)).

Esta ecuación es fácilmente expresada en dos o tres dimensiones.

En el caso de situaciones de carácter permanente, o sea que la hidrología, geometría y cargas de polución no varían en un lapso (o sea por ejemplo en casos en que no varíen día tras día en un suficiente lapso para que los valores sean los mismos en un punto determinado) resulta

$$\frac{\partial C}{\partial t} = 0$$

y la ecuación es:

$$-\frac{1}{A} \frac{d(QC)}{dx} - KC + W/V = 0$$

ya que, en el caso de ríos y estado permanente, la dispersión es despreciable. En este caso (asimilable a una única dimensión de variación o sea de cambio únicamente longitudinal) se puede escribir, si tomamos en consideración que (C) es la DBO y (D) el déficit de oxígeno disuelto, o sea:

$$D = O_{DS} - O_D$$

siendo O_{DS} el oxígeno de saturación del tramo y O_D el oxígeno disuelto real del tramo, que:

$$-\frac{1}{A} \frac{d(QC)}{dx} - K_r C + W/V = 0 \quad (9-17)$$

$$-\frac{1}{A} \frac{d(QD)}{dx} - K_a D + K_d C + W/V = 0 \quad (9-18)$$

Aquí K_r es tasa de degradación de la DBO (que incluye la tasa debida a la sedimentación en el río y a las tasas de degradación propiamente dichas por efecto de las transformaciones por bacterias y aun los otros efectos por zoogeas de fondo, eventuales volatilizaciones, etc.).

Entonces $K_r > K_d$ en general, siendo K_d la tasa de desoxigenación la cual es aun, a veces, mayor que la K_1 (degradación) que se mide en el laboratorio.

En las ecuaciones anteriores se ve que existe interacción entre (C) y (D). En efecto, en la segunda ecuación interviene el término $K_d C$ que está contribuyendo al déficit (D), al cual estamos tomando como un contaminante.

La solución de la primera ecuación donde (Q) se toma constante, lo mismo que (A) o sea que también la velocidad

$U = \frac{Q}{A}$ es constante, es:

$$C = \frac{W}{K_r \cdot V} \left(1 - e^{-\frac{K_r}{U} x} \right) + C_o e^{-\frac{K_r}{U} x} \quad (9-19)$$

donde

$$C_o = \frac{Q_{AR} \times DBO_{AR} + Q_{RIO} \times DBO_{RIO}}{Q_{AR} + Q_{RIO}}$$

como se indicó en 9.1.

Sustituyendo este valor en la segunda ecuación o sea la (9-18) y agregando, con su signo, los valores de producción de oxígeno por fitoplankton (F_p), respiración (R_s) y carga bental (D_B/H) resulta:

$$(I) \quad D = D_o e^{-\frac{K_a}{U} x} + \dots$$

$$(II) \quad + \frac{K_d L_o}{K_a - K_r} \left(e^{-\frac{K_r}{U} x} - e^{-\frac{K_a}{U} x} \right) +$$

$$(III) \quad + \frac{W K_d}{K_a K_r V} \left(1 - e^{-\frac{K_a}{U} x} \right) + \frac{W K_d}{(K_a - K_r) K_r} \left(e^{\frac{K_r x}{U}} - e^{-\frac{K_a x}{U}} \right)$$

$$(IV) \quad + \frac{D_B}{H K_a} \left(1 - e^{-\frac{K_a}{U} x} \right) +$$

$$(V) \quad + \frac{R_s}{K_a} \left(1 - e^{-\frac{K_a}{U} x} \right) +$$

$$(VI) \quad - \frac{F_p}{K_a} \left(1 - e^{-\frac{K_a}{U} x} \right) \quad (9-20)$$

Debe hacerse notar que la carga bental debe estar expresada en $\text{gr/m}^3/\text{día}$ y por tanto es (D_B/H) .

El valor L_0 es la demanda última de la mezcla de aguas inicial como antes se indicó si DBO_{AR} y DBO_{RIO} son valores de demanda última.

Los 6 sumandos de la ecuación (9-20) o sea los (I), (II), (III), (IV), (V) y (VI) son los déficits de oxígeno provocados por:

- (I) Déficit inicial de carga puntual
- (II) Déficit inducido por carga puntual
- (III) Déficit por carga distribuida W (sin aporte de agua)
- (IV) Déficit por carga bental
- (V) Déficit por respiración de la biomasa
- (VI) Déficit por fotosíntesis de algas (déficit negativo o aporte).

El carácter de la ecuación básica permite la aplicación del principio de superposición. Es decir que cada uno de los déficits se puede hallar aisladamente de los demás y sumando posteriormente sus efectos, se halla la curva final de déficits de oxígeno disuelto o bien de oxígeno disuelto del río ya que

$$O_D = O_{DS} - D$$

Un ejemplo de este principio de superposición se presenta a continuación como Ejercicio 1:

Un río de caudal $20 \text{ m}^3/\text{s}$ recibe una carga de DBO_U de 450 mg/l de concentración con un caudal de $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$. La velocidad del agua en el río (después de la mezcla) es 0.2 m/s y la profundidad media de 2 m .

Los valores de K_d y K_r son:

$$K_d = 0.3 \text{ día}^{-1}$$

$$K_r = 0.4 \text{ día}^{-1}$$

Por la fórmula de O'Connor: $K_a = 0.63 \text{ día}^{-1}$

Existe una carga béntica de $5 \text{ gr/m}^2/\text{día}$, un valor de profundidad de disco Secchi de 1.5 m , el valor $f = 0.5$ (porcentaje de luz en el día), la clorofila "a" es 20 µg/l y una carga de ribera por desechos acumulados de 500 gr/m/día .* El valor de I_s es del orden de $300 \text{ cal/cm}^2 \times \text{día}$. El valor de I_a depende de la latitud y de la época del año. Usaremos en este caso $I_a = 465 \text{ cal/cm}^2 \times \text{día}$.

* Se ha supuesto que el OD del río es de 7.2 ppm y el del líquido residual 1.2 ppm .

Los cálculos realizados de acuerdo a la ecuación (9-20) se muestran en la figura 9.2 conforme a las porciones o sumandos denominados (I), (II), (III), (IV), (V) y (VI).

La siguiente tabla 9.1 muestra los valores obtenidos y los acumulados.

Tabla 9.1
VALORES DE DEFICIT DE OXIGENO DISUELTO

Valor expresión	Distancias		
	0 m	5.000 m	20.000 m
I	1.09	0.91	0.53
II	0	0.986	2.64
III	0	1.90	5.53
IV	0	0.04	0.123
V	0	0.05	0.16
* VI	0	- 0.506	- 1.58

Entonces los valores finales del déficit son:

0 metro	1.09 ppm
5.000 metros	3.38 ppm
20.000 metros	7.40 ppm

y con una saturación de 8.2 ppm = O_{DS} resultan los siguientes valores de oxígeno disuelto:

x = 0 metro	7.11 mg/l
x = 5.000 metros	4.82 mg/l
x = 20.000 metros	0.80 mg/l

como se ve en la figura 9.3.

El oxígeno disuelto se hace cero casi exactamente a los 30.000 metros, si se mantienen las características del curso receptor.

* Se recuerda que VI tiene valores negativos respecto al déficit por ser aporte de oxígeno.

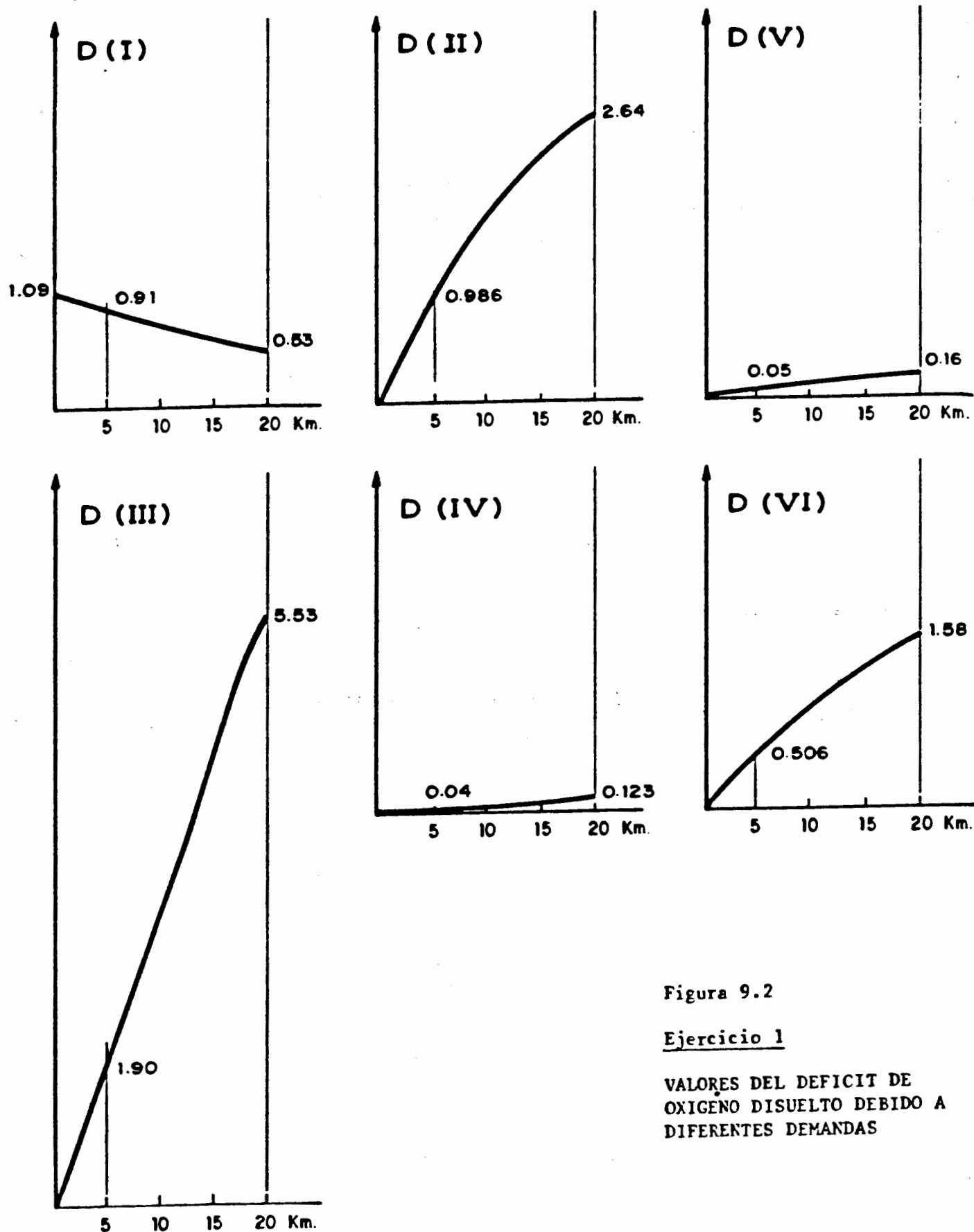


Figura 9.2

Ejercicio 1

VALORES DEL DEFICIT DE
OXIGENO DISUELTO DEBIDO A
DIFERENTES DEMANDAS

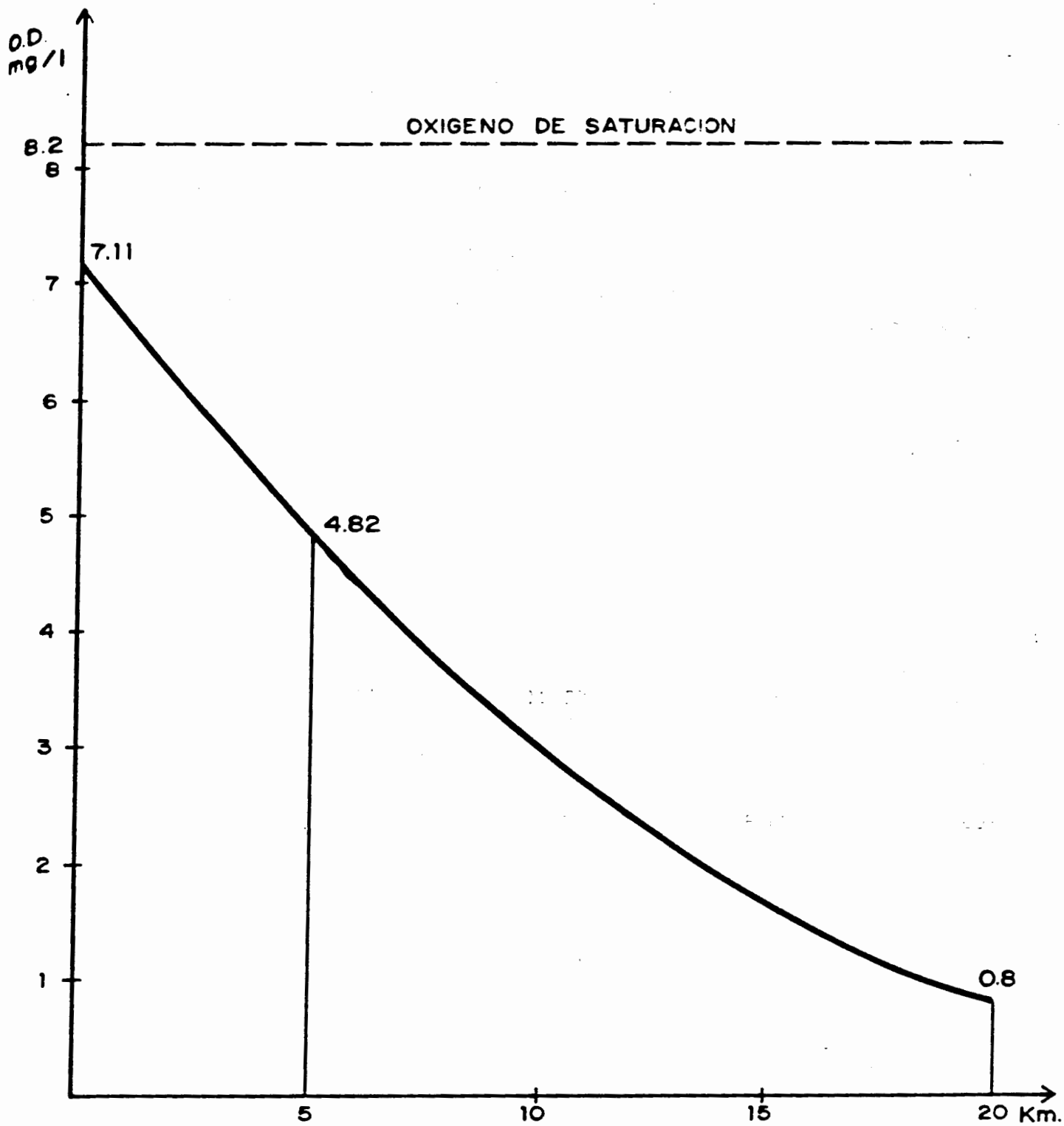


Figura 9.3

Ejercicio 1

VALORES FINALES DE OXIGENO DISUELTO

9.4 CORRECCIONES A LOS VALORES

La salinidad o concentración de cloruros influye en la concentración de oxígeno disuelto así como lo hacen la presión atmosférica y la temperatura.

Las tablas 9.2 y 9.3 así como la gráfica de la figura 9.4 indican esas correcciones.

La temperatura del agua influye en los valores de tasas y coeficientes. Ya antes se indicó que las fórmulas de tasas presentan variación respecto al valor a 20°C de acuerdo a la relación:

$$K_T = K_{20} \times \theta^{T-20}$$

donde (T) es la temperatura en grados centígrados, K_{20} la tasa a 20°C, K_T la tasa a (T) °C y θ un coeficiente. Los valores de θ son:

1.047 para degradaciones de DBO; 1.07 para tasas de mortalidad de bacteria y 1.025 para K_d . Existen ligeras diferencias en los valores de θ según diferentes investigadores pero los anteriormente señalados son los más usados.

9.5 REDUCCIONES BACTERIANAS

La ecuación (9-19) puede aplicarse al caso de investigarse la reducción de bacterias en un río. Debe señalarse aquí que (W_B) sería la carga bacteriana en NMP/m³ · día*, (K_B) la tasa K_B de mortalidad (ver más adelante), y (U) la velocidad en metros/día de la corriente. Con (C_0) como la concentración inicial en el tramo en NMP/m³ resulta que la (9-19) es ahora:

$$C = \frac{W_B}{K_B} \left[1 - e^{-\frac{K_B}{U} x} \right] + C_0 e^{-\frac{K_B}{U} x}$$

siendo (C) la concentración en NMP/m³ a la distancia (x) y W_d una carga distribuida de ribera que puede calcularse como $\frac{W}{A}$ siendo w una carga en NMP/m/día y A la sección transversal del río en m², en el tramo considerado.

* NMP es el número más probable de bacterias hallado por pruebas de laboratorio.

Tabla 9.2

CONCENTRACIONES DE OXIGENO DISUELTO*
(De ref. 8)

Temperatura	Concentraciones saturadas de O ₂		
°C	0 mg/l de Cloruros	10000 mg/l de Cloruros	Diferencia por 100 mg/l de Cloruros
0	14.62	12.97	0.0165
1	14.23	12.61	.0160
2	13.84	12.28	.0154
3	13.48	11.98	.0149
4	13.13	11.69	.0144
5	12.80	11.39	.0140
6	12.48	11.12	.0135
7	12.17	10.85	.0135
8	11.87	10.61	.0125
9	11.59	10.36	.0121
10	11.33	10.13	.0118
11	11.08	9.92	.0114
12	10.83	9.72	.0110
13	10.60	9.52	.0107
14	10.37	9.32	.0104
15	10.15	9.14	.0100
16	9.95	8.96	.0098
17	9.74	8.78	.0095
18	9.54	8.62	.0092
19	9.35	8.45	.0089
20	9.17	8.30	.0088
21	8.99	8.14	.0086
22	8.83	7.99	.0084
23	8.68	7.85	.0083
24	8.53	7.71	.0083
25	8.38	7.56	.0082
26	8.22	7.42	.0080
27	8.07	7.28	.0079
28	7.92	7.14	.0078
29	7.77	7.00	.0076
30	7.63	6.86	.0075

* A la presión atmosférica estándar (760 mm de Hg). Usar tabla 9.3 para alturas diferentes del nivel del mar (ver figura 9.4).

Table 9.3

CONCENTRACION DE OXIGENO DISUELTO EN EL AGUA

Por Calisto Taniguchi Gomes - VIII Congresso ABES, Rio de Janeiro, 1975

Concentración de OD = mg/litro

Temperatura del agua = °C

Altitud del lugar (elevación) = metros (nivel medio de los mares)

Concentración de cloruros disueltos en el agua = g/litro

ALTITUD (METRO)	TEMPERATURA DEL AGUA (PURA)																	ALTITUD (METRO)
	0°C	2°C	4°C	6°C	8°C	10°C	12°C	14°C	16°C	18°C	20°C	22°C	24°C	26°C	28°C	30°C	32°C	
0	14.65	13.86	13.13	12.46	11.84	11.27	10.75	10.26	9.82	9.40	9.02	8.67	8.33	8.02	7.72	7.44	7.16	0
100	14.47	13.69	12.97	12.31	11.69	11.13	10.61	10.13	9.69	9.28	8.91	8.56	8.23	7.92	7.62	7.34	7.07	100
200	14.29	13.52	12.81	12.15	11.55	10.99	10.48	10.00	9.57	9.17	8.79	8.45	8.12	7.82	7.53	7.25	6.97	200
300	14.11	13.35	12.65	12.00	11.40	10.85	10.34	9.88	9.45	9.05	8.68	8.34	8.02	7.72	7.43	7.15	6.88	300
400	13.93	13.18	12.49	11.85	11.26	10.72	10.21	9.75	9.33	8.94	8.57	8.23	7.92	7.62	7.33	7.06	6.79	400
500	13.76	13.02	12.33	11.70	11.12	10.58	10.05	9.63	9.21	8.82	8.46	8.13	7.81	7.52	7.24	6.97	6.70	500
600	13.59	12.85	12.18	11.55	10.98	10.45	9.96	9.51	9.09	8.71	8.35	8.02	7.71	7.42	7.14	6.88	6.62	600
700	13.42	12.69	12.03	11.41	10.84	10.32	9.83	9.39	8.98	8.60	8.25	7.92	7.62	7.33	7.05	6.79	6.53	700
800	13.25	12.54	11.87	11.27	10.70	10.19	9.71	9.27	8.87	8.49	8.14	7.82	7.52	7.25	6.96	6.70	6.44	800
900	13.08	12.38	11.73	11.12	10.57	10.06	9.59	9.15	8.75	8.38	8.04	7.72	7.42	7.14	6.87	6.61	6.36	900
1,000	12.92	12.22	11.56	10.96	10.44	9.93	9.47	9.04	8.64	8.28	7.94	7.62	7.33	7.05	6.78	6.53	6.28	1,000
1,100	12.76	12.07	11.43	10.85	10.31	9.81	9.35	8.92	8.53	8.17	7.84	7.52	7.23	6.96	6.69	6.44	6.19	1,100
1,200	12.60	11.92	11.29	10.71	10.18	9.68	9.23	8.81	8.42	8.07	7.74	7.43	7.14	6.87	6.61	6.38	6.11	1,200
1,300	12.44	11.77	11.15	10.58	10.05	9.56	9.11	8.70	8.32	7.96	7.64	7.33	7.05	6.78	6.52	6.27	6.03	1,300
1,400	12.29	11.62	11.01	10.44	9.92	9.44	9.00	8.59	8.21	7.86	7.54	7.24	6.96	6.69	6.44	6.19	5.95	1,400
1,500	12.13	11.48	10.87	10.31	9.80	9.32	8.88	8.48	8.11	7.76	7.44	7.15	6.87	6.60	6.35	6.11	5.88	1,500
1,600	11.98	11.33	10.74	10.18	9.67	9.20	8.77	8.37	8.00	7.66	7.35	7.05	6.78	6.52	6.27	6.03	5.80	1,600
1,700	11.83	11.19	10.60	10.06	9.55	9.09	8.66	8.27	7.90	7.57	7.25	6.96	6.69	6.43	6.19	5.95	5.72	1,700
1,800	11.68	11.05	10.47	9.93	9.43	8.97	8.55	8.16	7.80	7.47	7.16	6.87	6.61	6.35	6.11	5.87	5.65	1,800
1,900	11.54	10.91	10.34	9.80	9.31	8.86	8.44	8.06	7.70	7.38	7.07	6.79	6.52	6.27	6.03	5.80	5.57	1,900
2,000	11.39	10.78	10.21	9.68	9.20	8.75	8.34	7.96	7.61	7.28	6.98	6.70	6.44	6.19	5.95	5.72	5.50	2,000
2,100	11.25	10.64	10.06	9.56	9.08	8.64	8.23	7.86	7.51	7.19	6.89	6.61	6.35	6.11	5.87	5.65	5.43	2,100
2,200	11.11	10.51	9.95	9.44	8.97	8.53	8.13	7.76	7.41	7.10	6.80	6.53	6.27	6.03	5.80	5.57	5.35	2,200
2,300	10.97	10.38	9.83	9.32	8.85	8.42	8.02	7.66	7.32	7.01	6.72	6.44	6.19	5.95	5.72	5.50	5.28	2,300
2,400	10.83	10.25	9.70	9.20	8.74	8.32	7.92	7.56	7.23	6.92	6.63	6.36	6.11	5.87	5.65	5.43	5.21	2,400
2,500	10.70	10.12	9.58	9.09	8.63	8.21	7.82	7.47	7.13	6.83	6.54	6.28	6.03	5.80	5.57	5.36	5.14	2,500
2,600	10.56	9.99	9.46	8.97	8.52	8.11	7.72	7.37	7.04	6.74	6.46	6.20	5.95	5.72	5.50	5.28	5.08	2,600
2,700	10.43	9.87	9.34	8.86	8.42	8.00	7.63	7.28	6.95	6.66	6.38	6.12	5.88	5.65	5.43	5.22	5.01	2,700
2,800	10.30	9.74	9.23	8.75	8.31	7.90	7.53	7.18	6.87	6.57	6.30	6.04	5.80	5.57	5.36	5.15	4.94	2,800
2,900	10.17	9.62	9.11	8.64	8.20	7.80	7.43	7.09	6.78	6.49	6.22	5.96	5.72	5.50	5.29	5.08	4.88	2,900
3,000	10.04	9.50	9.00	8.53	8.10	7.71	7.34	7.00	6.69	6.40	6.14	5.89	5.65	5.43	5.22	5.01	4.81	3,000
3,100	9.92	9.38	8.88	8.42	8.00	7.61	7.25	6.91	6.61	6.32	6.06	5.81	5.58	5.36	5.15	4.95	4.75	3,100
3,200	9.79	9.26	8.77	8.32	7.90	7.51	7.16	6.83	6.52	6.24	5.98	5.73	5.50	5.29	5.08	4.88	4.68	3,200
3,300	9.67	9.15	8.66	8.21	7.80	7.42	7.06	6.74	6.44	6.18	5.90	5.66	5.43	5.22	5.01	4.82	4.62	3,300
3,400	9.55	9.03	8.55	8.11	7.70	7.32	6.97	6.65	6.36	6.08	5.83	5.59	5.36	5.15	4.95	4.75	4.56	3,400
3,500	9.43	8.92	8.44	8.01	7.60	7.23	6.89	6.57	6.28	6.00	5.75	5.52	5.29	5.06	4.86	4.69	4.50	3,500
3,600	9.31	8.81	8.34	7.91	7.51	7.14	6.80	6.49	6.20	5.93	5.68	5.44	5.22	5.02	4.82	4.63	4.44	3,600
3,700	9.20	8.70	8.23	7.81	7.41	7.05	6.71	6.40	6.12	5.85	5.60	5.37	5.16	4.95	4.75	4.56	4.38	3,700
3,800	9.08	8.59	8.13	7.71	7.32	6.96	6.63	6.32	6.04	5.78	5.53	5.30	5.09	4.89	4.69	4.50	4.32	3,800
3,900	8.97	8.48	8.03	7.61	7.23	6.87	6.54	6.24	5.96	5.70	5.46	5.23	5.02	4.82	4.63	4.44	4.26	3,900

CORRECCION DEL EFECTO DEL ION CLORURO

Para agua con concentración del ión cloruro (C.CL.) multiplicar el OD de saturación del agua pura (tabla 9.2) por F.C.CL. para obtener el correspondiente OD de saturación

C.CL. (g/litro)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
F.C.CL.	1	0.990	0.979	0.969	0.959	0.948	0.938	0.927	0.917	0.907	0.897
C.CL. (g/litro)	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	"
F.C.CL.	0.886	0.876	0.865	0.855	0.845	0.834	0.824	0.814	0.803	0.793	

C.Cl = Concentración de cloruros

F.C.CL. = Factor de corrección por cloruros

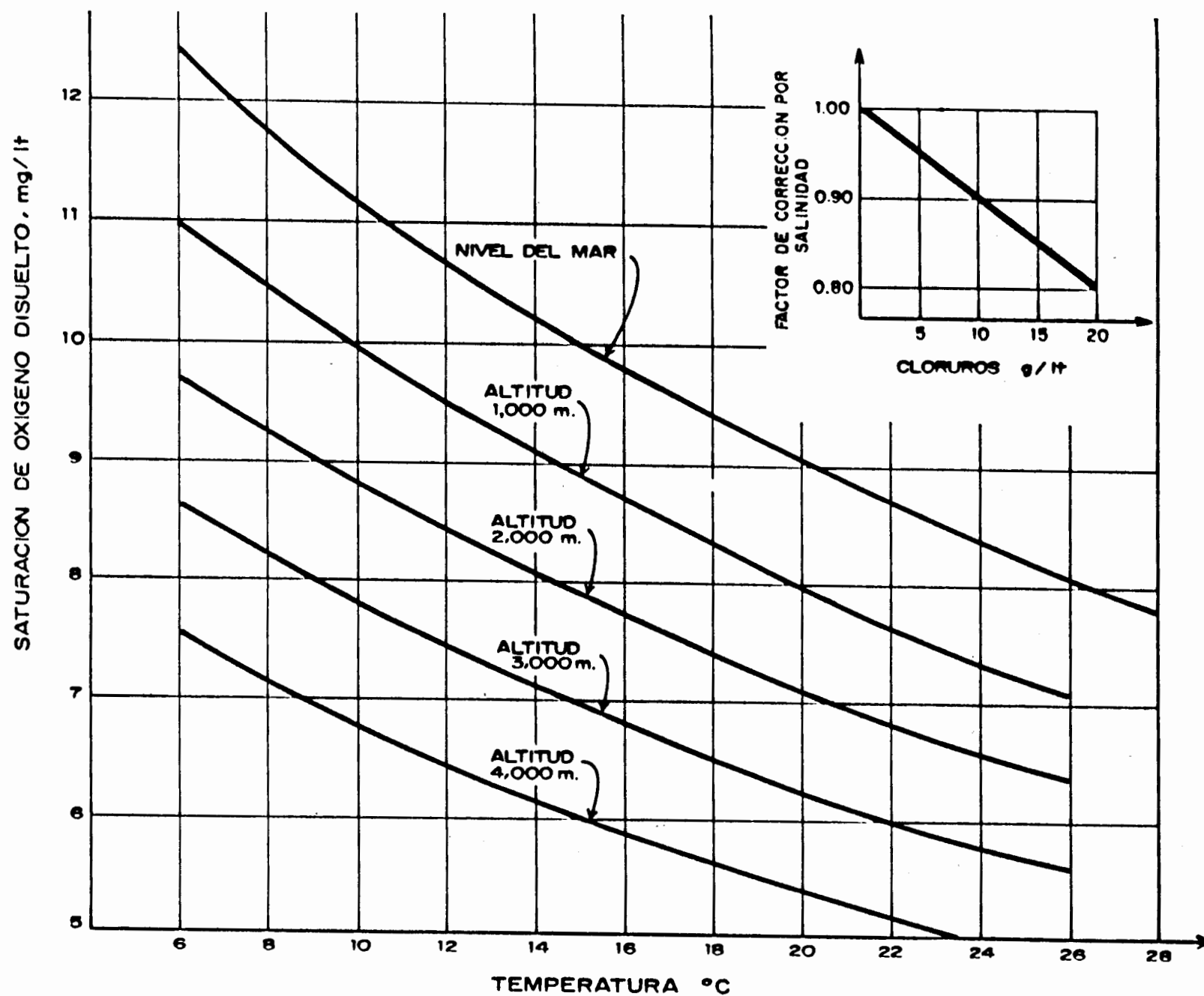


FIGURA 9.4:

CORRECCIONES EN SATURACION DE OXIGENO POR ALTURA Y CLORUROS

9.6 EFECTOS DE LA DEMANDA DE OXIGENO NITROGENADA

En la expresión (9-20) se podría haber incluido un término adicional debido a la DBO nitrogenada. Este término sería similar al (II) en dicha fórmula, pero L_0 tendría que ser substituido por L_0^N que es la demanda última correspondiente a la etapa nitrogenada. En el caso de la demanda nitrogenada, deben cambiarse K_d y K_r por K_N que es la tasa de degradación de la misma. Se hace notar que en este caso $K_d = K_r = K_N$ ya que la materia nitrogenada está preponderantemente disuelta. Los valores de K_N son pequeños frente a K_r pero, sin embargo, la curva del oxígeno disuelto respecto a la distancia puede tener mínimos secundarios o variar su andamiento, después de sufrir el efecto carbonoso, por acción de K_N .

No debe olvidarse, asimismo, que las bacterias que actúan sobre la materia nitrogenada (nitrosomonas, nitrobacter, etc.) necesitan valores mínimos de oxígeno para desarrollarse. Es por ello que, en ocasiones, comienzan su acción cuando el río se va recuperando, aguas abajo, o también cuando se han eliminado cargas de DBO carbonosas por tratamientos. No considerar cargas nitrogenadas, en este último caso, puede dar lugar a sorpresas desagradables.

X LAGOS Y EMBALSES

Las escalas temporales y espaciales que se aplican a diversas situaciones pueden ser de amplio espectro. Ello es consecuencia de regímenes hidrológicos asociados con morfología y climatología que determinan esas escalas.

Para alcanzar estado permanente o de equilibrio en grandes lagos, la unidad de tiempo serán meses o aun años. En otros casos serán semanas.

Si se puede considerar un lago como una masa de agua de mezclado total (incluyendo los "vuelcos" de primavera y otoño en países de clima templado, por ejemplo) se puede hacer un balance de entradas y salidas para obtener expresiones simplificadas.

En la figura 9.5 que se muestra a continuación, las masas a considerar son:

Entradas	$Q_1 C_1$	y	W
Salidas	KVC_2	y	$Q_2 C_2$

donde V es el volumen, W la carga recibida aparte del aporte del río de entrada, K la tasa de degradación, C la concentración en gr/m^3 de entrada, C_2 la concentración en gr/m^3 del lago (y por ende la de salida).

Se ve que cada término tiene dimensiones gr/día ya que:

$$K = \text{día}^{-1}$$

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

$$C = \text{gr/m}^3$$

$$Q = \text{m}^3/\text{día}$$

$$W = \text{gr/día}$$

Entonces, en estado permanente:

$$Q_1 C_1 + W - KVC_2 = Q_2 C_2$$

y despejando (C_2) resulta:

$$C_2 = \frac{Q_1 C_1 + W}{Q_2 + KV} \quad (10-1)$$

Si se llama t_R al tiempo de retención que es: $t_R = \frac{V}{Q}$ y se asume que $Q_1 = Q_2$ en el lapso de estado permanente, se obtiene:

$$C_2 = \frac{C_1 + W/Q}{1 + K t_R}$$

Si se considera que $C_1 + \frac{W}{Q} = L_0$, se ve que la (9-23) es la ecuación (5-4).

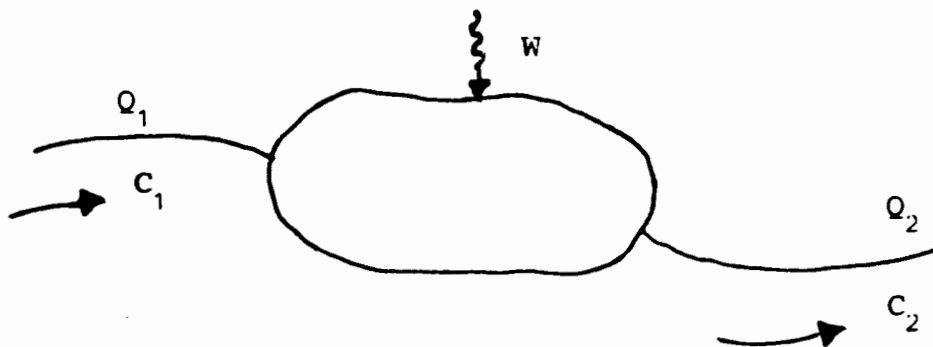


Figura 9.5

ENTRADAS Y SALIDAS EN UNA MASA DE AGUA DE MEZCLADO TOTAL

La derivación que precede supone simplificaciones que, para ciertos parámetros y situaciones, no pueden asumirse. En muchas ocasiones, la dispersión es significativa y, aun en estado permanente, la ecuación a resolver es la (9-16) expandida a 2 ó 3 dimensiones. Aun para casos particulares, las soluciones son complejas y fuera del alcance de esta presentación. Pueden ser estudiadas en la ref. 3.

De complejidad aún mayor son los problemas de dinámica de fitoplankton que conducen a los llamados modelos de eutroficación, que en la ref. 3 se presentan con cierta profundidad. Se hace notar que en estos modelos los sistemas de ecuaciones diferenciales de base son a derivadas parciales, ya que no puede considerarse estado permanente. En efecto, la variación de la concentración de fitoplankton puede ser significativa en sólo una semana e impide alcanzar estado permanente. Lo mismo sucede con los nutrientes y el zooplankton.

En los últimos años se han desarrollado modelos simplificados para evaluación de eutroficación. En los países templados, Vollenweider y otros (refs. 2 y 18) han relacionado con el balance de fósforo total en el lago los empujes de fitoplankton en estado permanente. Con una derivación similar a la expresada por (9-23) se obtiene, para esos lagos de clima templado:

$$L = \bar{z} p_t \left(\frac{1}{t_r} + \alpha K_s \right)$$

donde L es la carga superficial, o sea $\frac{QC_1 + W}{A}$ siendo A el área del lago y $QC_1 + W$ la carga de fósforo en gr/día.

Lo importante es que, siendo p_t la concentración de fósforo en el lago y $\bar{z}$ la profundidad media del lago resulta, en esos lagos templados, que

$$K_s = \frac{10}{\bar{z}} \text{ con unidades (año}^{-1}\text{)}.$$

Otras fórmulas similares han sido desarrolladas empíricamente. El valor (α) es una constante o se supone que lo sea. En la derivación original, Vollenweider tomó $\alpha = 1$ y el valor de K_s se halló experimentalmente igual a lo que antes se indicó.

Pero para lagos de clima cálido (o tropicales) el valor de K_s , por consideraciones teóricas y experimentales (ver refs. 3 y 18), se halló entre $\frac{30}{\bar{z}}$ y $\frac{40}{\bar{z}}$.

Esto prueba la diferencia con lagos templados, para los mismos límites de p_t entre 10 y 20 mg/m³.

Todos los modelos simplificados adolecen de que ciertas suposiciones son inaplicables en ciertos casos. Como lo señala Thomann (ref. 25) α no es una constante para todo lago sino que depende del estado del mismo. Por ejemplo, en la misma época, α valía en el lago Ontario 0.25, en el lago Huron 0.30 y en el lago Erie 0.45.

XI OTROS TIPOS DE CUERPOS DE AGUA

11.1 ESTUARIOS Y BAHIAS

En estos tipos de cuerpos de agua, en general sometidos a la influencia de mareas, la dispersión es significativa.

Los flujos que se consideran en estos casos son los de agua dulce y el intervalo de tiempo apropiado es un ciclo de marea. En la figura 11.1 se observa el desplazamiento de un elemento de agua dulce:

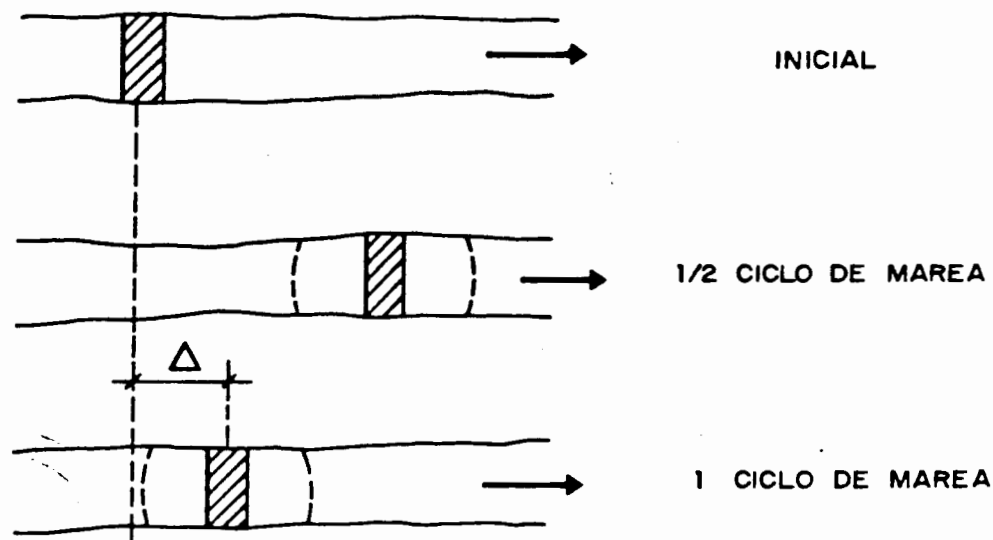


Figura 11.1

DESPLAZAMIENTO DE UN ELEMENTO DE AGUA DULCE

Δ es el desplazamiento neto de agua dulce, o mejor dicho, de su centroide; ya que existe una dispersión provocada por la marea.

Excepto en casos particulares, la resolución de los casos en que existen diversas cargas de polución, aun en casos de estuarios longitudinales (una sola dimensión) exigen la transformación a elementos finitos y la solución de los modelos por computación. Ver al respecto la ref. 3.

En América Latina se han estudiado bahías y estuarios como los de Guanabara, Guaíba, Guayas y otros con éxito significativo, por haberse reducido enormemente las inversiones necesarias, al aplicar estos avances en el abatimiento de la polución.

11.2 OCEANOS Y MARES

El lanzamiento de aguas residuales, crudas o tratadas, al océano puede resultar en ahorros considerables de inversiones. Como es natural, esto presupone que se protegen adecuadamente zonas de recreación, pesca y aspectos estéticos.

Hay tres procesos involucrados en el proyecto funcional de emisarios submarinos o subfluviales. Estos son:

"Dilución inicial"

"Dispersión hasta el Punto de Uso"

"Degradación del Contaminante"

En las refs. 3 y 14 se pueden encontrar desarrollos adecuados para estudio de la Dilución Inicial. Desde la construcción de los primeros emisarios y las investigaciones realizadas en la década del 1930 en Los Angeles, California, EE.UU., se han hecho importantes avances y hay sólida base para los proyectos. Cabe mencionar aquí que la eficiencia de la Dilución Inicial, al descargar al mar el difusor de un emisario en agua oceánica a profundidad adecuada, es mucho mayor que la de una planta de tratamiento secundario bien operada.

Los otros procesos también pueden ser estudiados adecuadamente. Puede decirse que, en general, la "Dispersión hasta el Punto de Uso" es el de menor eficiencia. Para la "Degradación del Contaminante" se efectúan pruebas de campo y laboratorio. El parámetro crítico para las descargas submarinas es la concentración de bacterias, por las protecciones involucradas que antes se mencionaron. Descripciones de los trabajos de campo y gabinete necesarios se pueden encontrar en la ref. 3.

Es del caso indicar aquí que la tasa de mortalidad bacteriana (en general se usan concentraciones de bacterias coliformes fecales) consta de tres términos:

$$K_B = K_b (1.07)^{T-20} + \frac{K_{Bo}}{\pi K_e H} \left(1 - e^{-K_e H} \right) + \frac{2}{H}$$

siendo:

(K_b) la tasa de mortalidad o mortalidad nocturna. (día^{-1})

(K_{Bo}) la tasa de mortalidad máxima en la superficie del mar, a la máxima intensidad solar (por acción de radiación ultravioleta) (día^{-1})

(H) la profundidad marina (m)

(K_e) el coeficiente de extinción antes definido (m^{-1}).

(T) la temperatura en $^{\circ}C$.

Para hallar los valores K_b y K_{B_0} se realizan experiencias con frascos claros y oscuros. Generalmente, se halla el tiempo en el que la concentración en que se ha reducido la inicial es 90%.

Como

$$\frac{dC}{dt} = -KC \text{ que se integra a } C = C_0 e^{-Kt}$$

$$\text{y por tanto } K = \frac{1}{t} \log_e \frac{C_0}{C(t)} \quad \therefore$$

llamando T_{90} al tiempo en el que la concentración se reduce al 10% se tiene:

$$K = \frac{1}{T_{90}} \log_e \frac{C_0}{0.1 C_0} = \frac{1}{T_{90}} \log_e 10$$

y entonces

$$K = 2.3/T_{90}$$

Si T_{90} está en días, entonces K está en días^{-1} .

La experiencia se efectúa tomando muestras de concentración de frascos tapados y sumergidos a 0.50 m de la superficie, cada cuatro horas durante las primeras 12 horas y cada ocho horas después. El agua de los frascos debe ser la del lugar con un inóculo apropiado (alrededor del 5%) de agua residual con bacterias coliformes.

Es importante señalar que el tercer término es debido a la sedimentación y que, si el modelo es de carácter permanente, deben incluirse en la determinación de K_b (o sea la tasa de mortalidad total) la suma de las tasas mencionadas. Debe analizarse cuidadosamente el modelo usado para la elección de las tasas de mortalidad a emplearse.

CUARTA PARTE

EL REUSO DIRECTO DE AGUAS RESIDUALES CRUDAS
Y DE EFLUENTES DE LAGUNAS PARA RIEGO.
USO DE LAGUNAS EN PISCICULTURA

XII SILVICULTURA

Las aguas residuales no sólo constituyen un problema sanitario. Algunas veces son un recurso muy valioso y muy apreciado.

En los lugares donde abunda el agua y los suelos agrícolas son abundantes, sólo existe una preocupación por deshacerse de las aguas residuales, procurando que éstas causen el menor daño posible en su recorrido y en el cuerpo receptor. Pero en los lugares desérticos y donde los suelos son escasos o pobres, las aguas residuales son muy apreciadas por los agricultores, los cuales aprovechan no sólo el agua sino también los nutrientes en ella contenidos.

Con ciertas aguas residuales se presentan problemas de contenido de sustancias disueltas y de tóxicos que pueden ser perjudiciales a las labores agrícolas. Además, preocupa el alto contenido de patógenos presente en las aguas residuales a la hora de usarlas crudas en la agricultura.

La silvicultura o cultivo de árboles con aguas residuales crudas es una práctica que ha sido aceptada en algunos países, tomando en cuenta que no se trata de un cultivo para el consumo humano, y por el efecto favorable que tiene en el ambiente y en el paisaje la presencia de árboles.

Aun tratándose de un cultivo que no es para consumo humano, debe tenerse mucho cuidado para evitar enfermedades de tipo ocupacional en los silvicultores y para evitar que un exceso del agua de riego llêgue a áreas ajenas a la zona destinada a la silvicultura. Por las razones antes mencionadas, muchas autoridades sanitarias exigen tratar el agua residual utilizada en riego aun en el caso de la silvicultura. Un tratamiento aceptable en muchos casos lo constituye el uso de una laguna anaeróbica seguida de una facultativa.

XIII RIEGO DE CULTIVOS DE ALIMENTOS QUE NO REQUIEREN COCCION

En muchos lugares es prohibido el riego de este tipo de cultivos (lechugas, tomates, hortalizas) aun con aguas residuales tratadas. Sin embargo, cada vez se ve más la necesidad de tomar una actitud diferente, como puede ser la de permitir regar con efluentes de lagunas cuaternarias o quindenarias, estableciendo un sistema de control para la cosecha y el mercadeo de los productos, lo mismo que tomando medidas para evitar enfermedades ocupacionales en los agricultores y sus familias. La principal razón para tomar esta actitud está en la observación de que si no se reglamenta y autoriza el riego con agua tratada, puede suceder algo peor como es el riego clandestino con aguas servidas crudas. En la árida costa del Pacífico de la América del Sur, se observa con frecuencia que los campesinos roban agua de emisarios que las conducen al mar. Esto sucede porque el agua residual es un recurso muy valioso en esta parte del continente y los campesinos no se resignan a aceptar que sean lanzadas al mar. En algunos lugares se les pide a los campesinos que siembren cultivos de tallo largo y que no se coman crudos, pero ellos se sienten muy atraídos por la mayor rentabilidad del cultivo de hortalizas. Serán las características de cada localidad las que le indiquen a las autoridades de salud y de agricultura las

políticas a seguir; pero como regla general, se sabe por experiencia que da mejores resultados, desde el punto de vista de la salud pública: tratar, reglamentar y controlar, que simplemente prohibir. Hay efluentes de lagunas cuaternarias y quindenarias con 1,000 y 100 coliformes fecales por 100 ml, calidad bacteriológica de agua superior a la de muchos ríos y acequias autorizados para el riego. Donde se autorice el riego con aguas tratadas de cultivos de alimentos que no requieren cocción, se deberá tener una fuente de agua potable para el lavado de los productos cosechados y un sistema de desinfección que garantice la buena calidad sanitaria de los mismos.

XIV RIEGO DE CULTIVOS DE ALIMENTOS QUE REQUIEREN COCCION

Aparentemente, se podría ser menos exigente en cuanto a la calidad del agua de riego y las prácticas de cosecha y mercadeo de alimentos que requieren cocción. Sin embargo, es preferible seguir las mismas prácticas mencionadas en el Capítulo XIII debido a que en los mercados, verdulerías y canastas de las amas de casa, se suelen mezclar unos con otros, y los productos que requieren cocción contaminarían a los que no la requieren.

Las aguas residuales y los efluentes de lagunas son apreciados por los agricultores, porque los nutrientes presentes en ellas hacen que el rendimiento de las cosechas sea mucho mayor. De la pág. 149 ref. 33, hemos tomado el siguiente cuadro que ilustra lo citado:

RENDIMIENTOS OBTENIDOS EN UN DISTRITO DE RIEGO DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS REGADOS CON AGUAS RESIDUALES Y AGUAS BLANCAS

Cultivo	Rendimientos en ton/ha	
	Aguas negras	Aguas blancas
Alfalfa	120.0	70.0
Maíz	5.0	2.0
Frijol	1.0	1.3
Trigo	3.0	1.8
Cebada	4.0	2.0
Avena forraje	22.0	12.0
Tomate	35.0	18.0
Ají	12.0	7.0

En un proyecto experimental en Tacna, Perú, se encontró un incremento apreciable en el rendimiento de los cultivos regados con efluentes de lagunas de estabilización secundarias comparados con el rendimiento del resto del valle donde se riega con aguas blancas (ref. 16):

COMPARACION DE LOS RENDIMIENTOS OBTENIDOS EN TACNA, PERU EN RIEGO CON EFLUENTES DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION SECUNDARIAS Y EL RENDIMIENTO CON AGUAS BLANCAS

Cultivo	Rendimiento en ton/ha	
	Efluentes de lagunas	Aguas blancas
Papa	45.0	12.0
Camote	20.0	10.5
Maíz	3.0	2.0
Alfalfa	12.5	10.0
Zapallo	20.0	12.5

El tema calidad de agua para riego no aparece en este manual por estar fuera de sus objetivos y ser considerado en otras publicaciones del CEPIS (ver refs. 1, 12 y 33).

XV PISCICULTURA

La práctica de piscicultura con efluentes de lagunas de estabilización se puede enfocar desde dos puntos de vista:

- . aprovechar el agua
- . aprovechar los nutrientes

Cuando se trata sólo de aprovechar el agua, el efluente (por lo menos de una laguna terciaria) es agregado paulatinamente a las lagunas para cría de peces con el fin de reponer las pérdidas por evaporación y percolación. En este caso, el período de retención en la laguna para crianza de peces resulta muy grande, por lo que casi se puede afirmar que la eliminación de patógenos (o de coli fecal si se usa como indicador) es total. De todas maneras, deberán hacerse estudios sobre la presencia de parásitos o sustancias tóxicas en los peces. En estos casos, los nutrientes para los peces son agregados a las lagunas (alimentos concentrados específicamente diseñados o desechos agrícolas clasificados). Este tipo de cultivo de peces se ha hecho con Tilapia hornorum y Tilapia nilótica, lo mismo que con carpas comunes (Cyprinus carpio).

Cuando se trata de aprovechar nutrientes además del agua, los peces se crían también en lagunas especiales, pero se trata de llevar a éstas la mayor cantidad posible del efluente de lagunas terciarias o cuaternarias dentro de ciertos requerimientos de la calidad del agua de la laguna destinada a piscicultura.

En algunos casos, los peces se crían en las propias lagunas de estabilización. Sin embargo, esto no es lo ideal, ni desde el punto de vista de la piscicultura, ni basados en el manejo de las lagunas de estabilización.

En San Juan de Miraflores, Lima - Perú, se llevó a cabo una investigación sobre cría de peces y camarones en lagunas terciarias, cuaternarias y quinquenarias, sin agregar nutrientes adicionales. En esta investigación, participaron el CEPIS y la Universidad Nacional Agraria de La Molina; para la misma se contó con el apoyo financiero del Banco Mundial.

De la ref. 27 hemos extractado las siguientes conclusiones:

"Las condiciones encontradas en las lagunas de acabado de San Juan fueron adecuadas para la supervivencia de tilapias (Oreochromis niloticus); pero estuvieron en el límite para los camarones (Macrobrachium rosenbergii), por ser éstos más sensibles al contenido de amonio no ionizado."

La razón de crecimiento de las tilapias fue superior en las lagunas cuaternarias y quinquenarias. En las terciarias, ellas fueron afectadas por el bajo contenido de oxígeno y altos niveles de $\text{NH}_3\text{-N}$.

En las experiencias con policultura se observó, además de un magnífico crecimiento de las carpas (Cyprinus carpio), un mejoramiento en el comportamiento de las tilapias en comparación con el rendido en monocultura.

En las condiciones en que se hizo la prueba, la producción fue relativamente alta sin utilizar alimento suplementario.

Debe mencionarse que las lagunas de tratamiento no son las más indicadas para acuicultura y que esta práctica crea problemas, tanto en el logro del ambiente adecuado para los peces, como en el manejo de las lagunas. Sería preferible contar con lagunas separadas, alimentadas por efluentes de terciarias, evitando de esta manera el riesgo que representan las variaciones en la calidad del agua de las lagunas de estabilización.

La razón de producción lograda con sólo alimentación natural (nutrientes de las aguas residuales) puede ser incrementada aumentando la densidad de peces, o con policultura, alimentación suplementaria y aeración. La decisión de adoptar alguna o varias de estas medidas deberá ser evaluada económicamente.

El procesamiento en planta es una alternativa para preservar y comercializar de una manera segura los peces criados con efluentes de lagunas de estabilización o en éstas. Los peces obtenidos son de buena calidad, sin que existan limitaciones para su transporte; por lo tanto, será un estudio económico el que determine la conveniencia del procesamiento en planta."

Del mismo informe (ref. 27) hemos tomado lo siguiente:

"La carga bacteriana en los peces cosechados en las lagunas quinquenarias de San Juan se encontró aceptable. La contaminación del músculo fue consecuencia del proceso de cortado. Las bacterias estaban en la piel pero no en la carne mientras los peces estaban vivos. No se identificaron ni salmonellas ni coliformes fecales, por lo que se considera que los peces son aptos para consumo."

QUINTA PARTE

DETALLES CONSTRUCTIVOS

XVI EXCAVACION. CONSTRUCCION DE LOS DIQUES O TERRAPLENES

Las lagunas de estabilización se construyen procurando que el movimiento de tierra sea compensado; es decir, que la excavación produzca el material necesario para los diques. En otras palabras, el corte debe igualar al relleno. El diseño debe incluir un balance hídrico como el mencionado en el capítulo III para garantizar que la laguna tenga un tirante de agua adecuado. Las refs. 19 y 22 suministran información muy útil para llevar a cabo estudios de conductividad hidráulica y permeabilidad del material, con el objeto de definir si hay que traer terreno arcilloso de otras partes para impermeabilizar el fondo de la laguna o hacerle un núcleo de arcilla a los diques.

En la construcción de las lagunas deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

Replanteo
Desmonte
Despalme
Excavación
Escarificación
Formación de terraplenes
Afinación de las acciones
Preparación del fondo
Protección de taludes. (Ver refs. 15 y 20)

16.1 REPLANTEO

Una vez definidos en un plano la ubicación de las lagunas y obras accesorias (ver figuras 16.1 y 16.2), se procederá a efectuar el replanteo en el terreno, siguiendo estrictamente las indicaciones de los planos en cuanto a distancias, rumbos, etc. Se colocarán estacas indicando el corte o el relleno necesarios para lograr el nivel de obra terminada.

16.2 DESMONTE

El desmonte consiste en el corte y desenraizado de árboles, arbustos, hierbas o cualquier otro tipo de vegetación, y su retiro.

Todo este material removido debe sacarse fuera de los límites del predio de la instalación de tratamiento y de sus accesos.

Para los cálculos de costos o para efectos de pago a contratistas, la estimación del desmonte se hace por hectárea de acuerdo con la clasificación de:

desmonte especial : índice total = 200
desmonte pesado : índice total entre 100 y 200
desmonte mediano : índice total entre 41 y 100
desmonte liviano : índice total entre 0 y 41

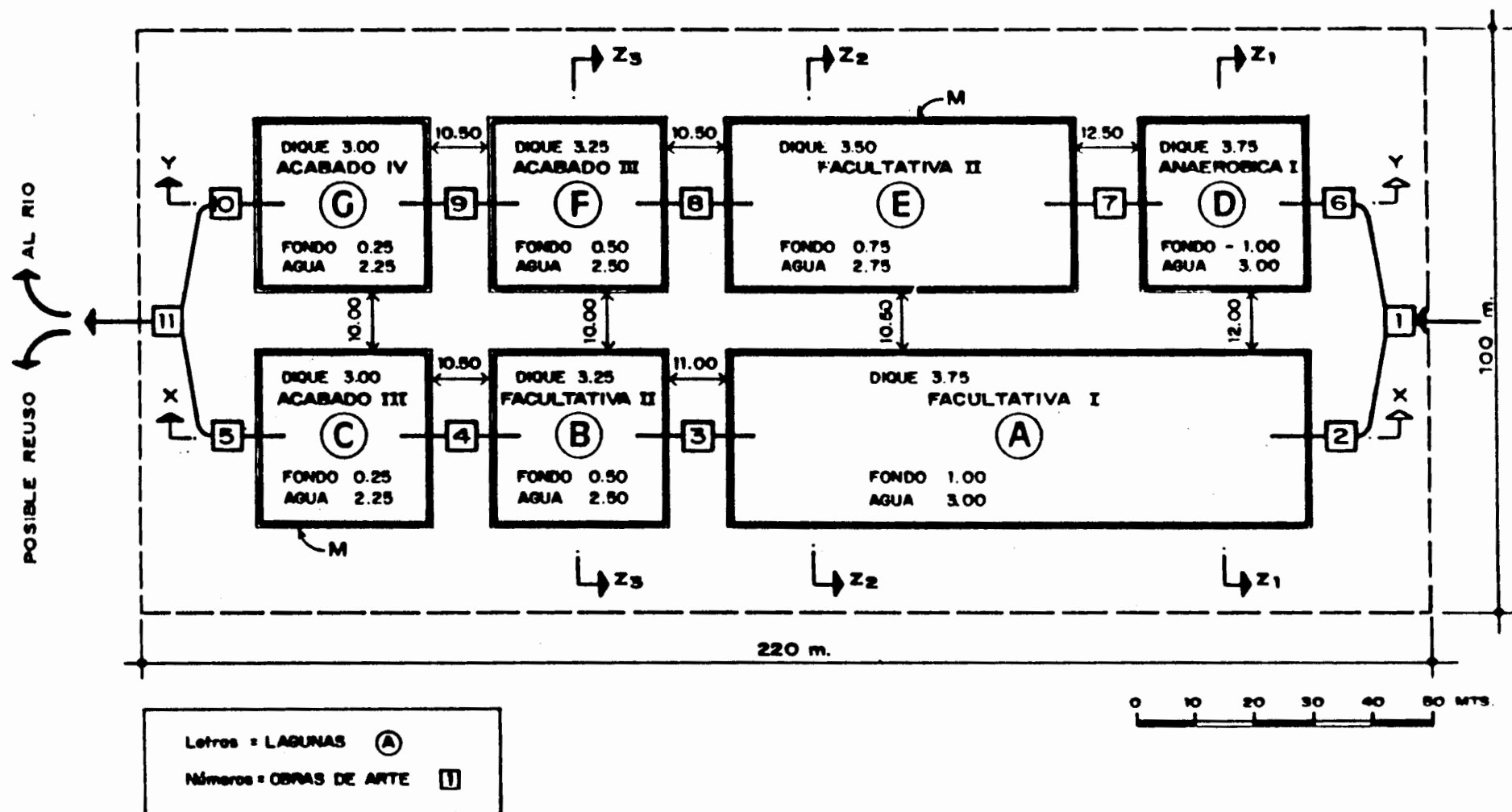


FIGURA 16.1: ESQUEMA MOSTRANDO UN SISTEMA DE LAGUNAS EXPERIMENTALES. PREDIO DE 220 M x 100 M = 22,000 M² = 2.2 HA. VER EI 2, CAP. XXV

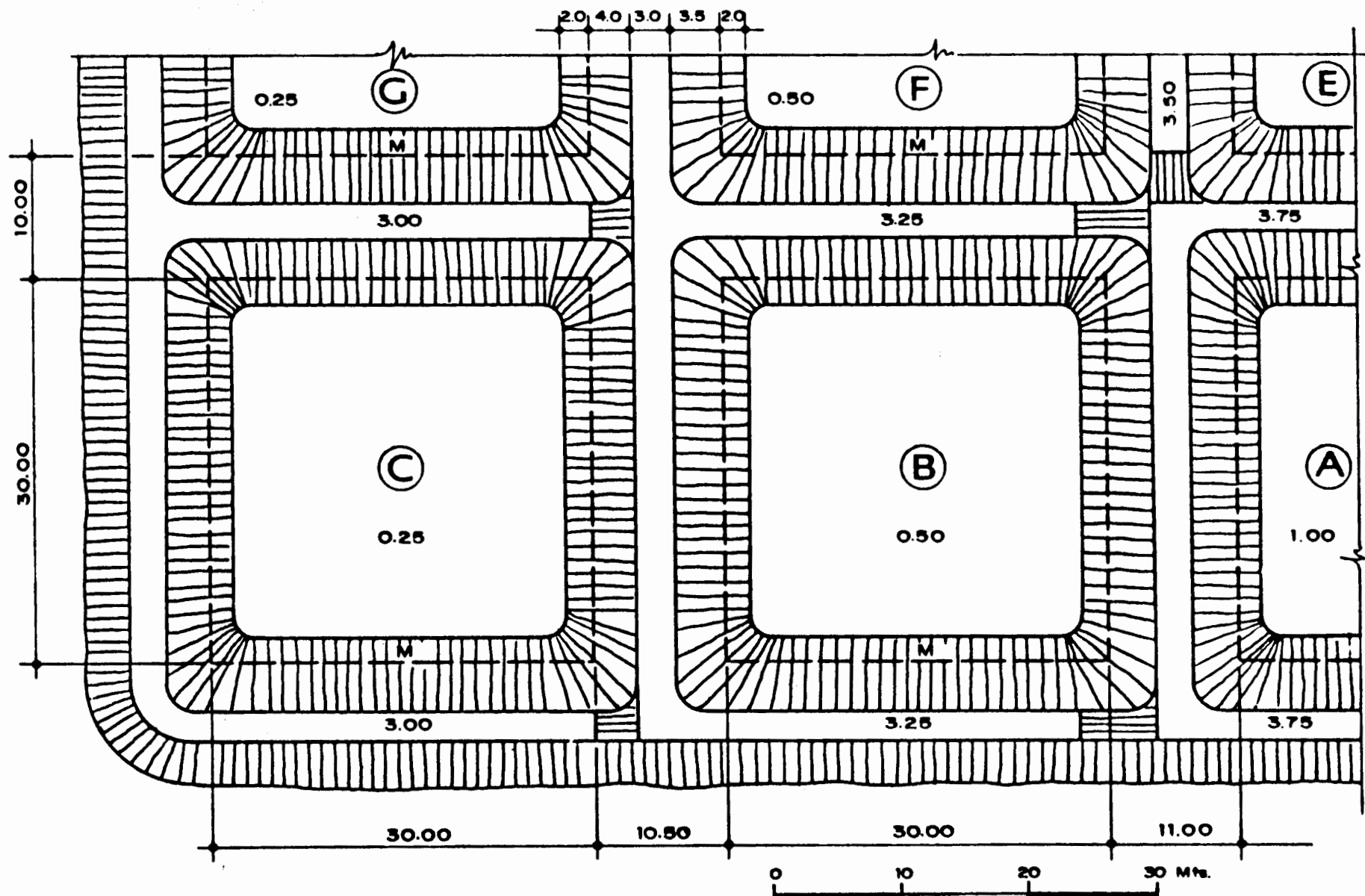


FIGURA 16.2: VISTA DE PLANTA DE LOS DIQUES Y DE LAS LAGUNAS C Y B

La clasificación citada previamente está basada en la cantidad de árboles a cortar y en el diámetro de ellos, y se calcula con la siguiente tabla:

TABLA DE INDICE INDIVIDUAL DE ARBOLES

<u>Diámetro del árbol en cm</u>	<u>Indice</u>
0 a 10	0
10 a 25	1
25 a 50	3
50 a 75	7
75	20

El índice total de una determinada área se determina conociendo el número de árboles a cortar, multiplicándolo por los índices individuales, y dividiéndolo entre el número de hectáreas.

Si en un terreno de 5 hectáreas tenemos:

<u>Diámetro de árboles</u>	<u>Indice individual</u>	<u>Número de árboles</u>	<u>Producto</u>
Entre 10 y 25 cm	1	75	75
Entre 25 y 50 cm	3	50	150
Entre 50 y 75 cm	7	100	700
Total:			925

$$925 \div 5 \text{ ha} = 185$$

De acuerdo con la clasificación establecida el desmonte es pesado.

16.3 DESPALME

El despálme consiste en el retiro del material que se considera inapropiado, ya sea para el fondo de la laguna o para la fundación de los diques, tuberías u obras de arte. Generalmente, es la capa vegetal la que debe retirarse.

La estimación del costo del despálme se hace tomando en cuenta los metros cúbicos excavados y el acarreo de los mismos. En algunos casos, el despálme obliga a excavar por debajo de los límites previstos en el proyecto, obligando a reemplazar el material extraído por debajo de la subrasante por material apropiado, el cual debe ser compactado cuidadosamente.

16.4 EXCAVACION

Las excavaciones se ejecutan con el objeto de obtener los niveles deseados para el fondo, así como para formar las secciones del proyecto (ver figuras 16.1, 16.2 y 16.3). Algunas entidades admiten una tolerancia máxima de 10 cm entre los cortes proyectados y los ejecutados.

Por lo general, la excavación se hace con equipo de construcción pesada similar al utilizado en carreteras. En algunos casos, se hace manualmente. Las excavaciones para las tuberías y las obras de arte deben ser ademadas y apuntaladas cuando la calidad del terreno y su profundidad así lo demanden.

16.5 ESCARIFICACION

Consiste en la rotura de unos 15 cm del terreno sobre el cual se van a formar los terraplenes. Se entiende que estos 15 cm son después de efectuado el despalme. La escarificación se realiza con el fin de lograr una liga íntima entre el terreno natural y el material de los terraplenes.

Generalmente, el costo de este trabajo se incluye dentro del precio unitario de formación de terraplenes.

La escarificación se suele hacer con arados, rastras de punta o discos.

16.6 FORMACION DE TERRAPLENES

Una vez concluidos el despalme y la escarificación, los terraplenes se construyen con el material producto de las excavaciones, o del obtenido mediante préstamos. El material se irá colocando en capas delgadas que se van compactando con el peso del mismo tractor. De ser posible, se utilizará equipo de compactación especial (pata de cabra). El espesor de las capas, el porcentaje de humedad permisible, lo mismo que el grado de compactación requerido, será fijado con base en los estudios de suelos que se realicen. Es recomendable que el material empleado en los terraplenes, contenga arcilla suficiente para garantizar la impermeabilidad de los mismos. No se permitirá involucrar en los diques piedras mayores a 10 cm, a menos que se tenga un dique de enrocamiento con núcleo de arcilla, en cuyo caso regirán las especificaciones hechas para el enrocamiento.

En general, los diques de tierra hechos con material con alto contenido de arcilla logran una buena estabilidad con una pendiente en ambos taludes de uno vertical por dos horizontal, dejando un borde libre de por lo menos tres metros en la parte superior del dique (ver figura 16.3). En todo diseño deberá darse a los diques la pendiente que garantice su estabilidad total.

Cuando el material resultante de la excavación - por su naturaleza - no sea adecuado para la formación de los terraplenes, se recurrirá a bancos de préstamo de los que se puede obtener material libre de troncos, raíces o cualquier otra materia de tipo orgánico o putrescible.

16.7 AFINACION DE LAS SECCIONES

La afinación de las secciones de los terraplenes o diques se efectúa con el auxilio de una motoniveladora. Es conveniente hacer un retoque manualmente, agregando material faltante y retirando el excedente, con el propósito de obtener el perfil y las secciones proyectadas.

16.8 PREPARACION DEL FONDO

En el acabado final del fondo, se puede tener una tolerancia mayor que en la de los diques, permitiendo, algunas autoridades, diferencias hasta de 10 cm con respecto a los perfiles proyectados. Los estudios de conductividad hidráulica y permeabilidad del material encontrado en el fondo, serán los que indiquen si a éste se le deberá hacer algún tratamiento especial o revestirlo con algún material impermeable natural (arcilla) o artificial (membranas sintéticas).

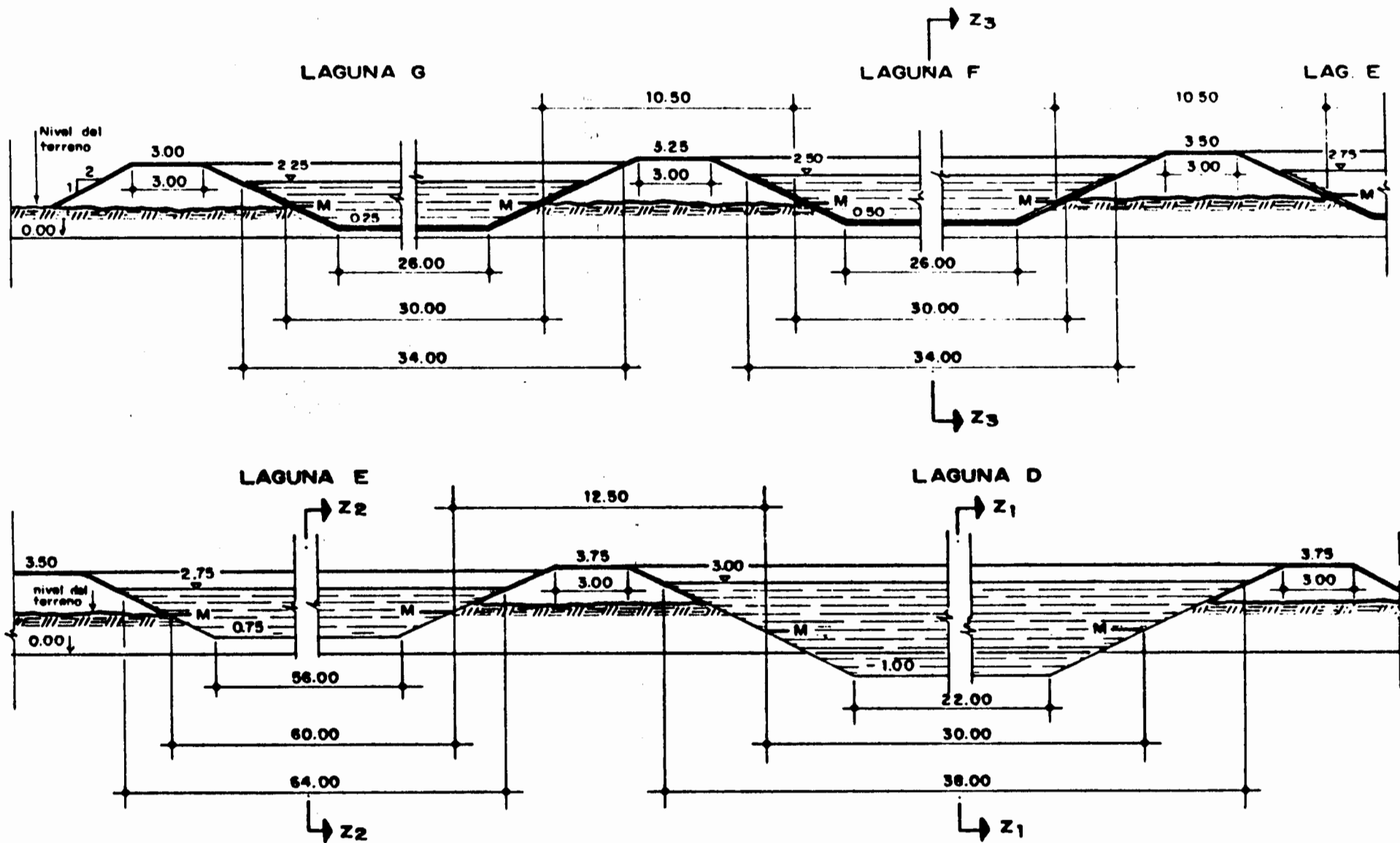


FIGURA 16.3: PERFIL DE LOS DIQUES Y DE LAS LAGUNAS SOBRE EL EJE Y-Y DE LA FIGURA 16.1

Al efectuar los estudios de permeabilidad, deberá tomarse en cuenta que las aguas residuales tienden a disminuir la conductividad hidráulica de los suelos. Esto es especialmente importante en el caso de las lagunas primarias.

16.9 PROTECCION DE TALUDES

En varios países se han hecho protecciones de piedra o con baldosas de concreto a los diques. Estas protecciones se suelen hacer en la zona que está más cercana al espejo de agua de la laguna, y su objetivo es proteger los diques contra la erosión ocasionada por las olas y contra el crecimiento de plantas con raíces en la zona donde logra penetrar la luz solar (entre 10 y 15 cm).

No se puede dar ningún argumento de carácter técnico contra esta práctica de proteger los taludes. Pero sí de carácter económico. Son muchos los proyectos donde la protección de los taludes ha costado más que el resto de la obra; y siendo las lagunas de estabilización una herramienta para lograr tratamiento de aguas residuales a bajo costo, no se justifica encarecerlas innecesariamente.

Aunque la protección de los taludes es una buena práctica, ésta puede ser sustituida de una manera más económica por buen mantenimiento. Cuando se realizan oscilaciones de la laguna para controlar mosquitos (ver pág. 77 ref. 5), se puede aprovechar el momento en que la laguna trabaja al nivel bajo para segar las hierbas que se han formado. Por otra parte, si los terraplenes se siembran hacia arriba de la línea que marca el espejo de agua con hierba de tipo perenne, extensiva y de bajo crecimiento, se logrará una excelente protección contra la erosión a un costo muy bajo.

XVII CANALES Y TUBERIAS DE INTERCONEXION. OBRAS DE ARTE

Las tuberías, canales y emisarios que acarrean aguas residuales hacia las lagunas o los efluentes de éstas, se diseñarán con los mismos criterios que se siguen para el diseño de alcantarillados (ver ref. 23).

Conocida es la práctica de diseñar las tuberías o alcantarillas de manera que la velocidad en las mismas no sea menor de 0.5 metros por segundo, con el fin de evitar el depósito y acumulación de sedimentos en las mismas. Cuando las lagunas están sometidas a caudales muy pequeños, la observancia de esta regla llevaría a diámetros muy pequeños con el consiguiente peligro de que se obstruyan por la presencia de flotantes y otro tipo de cuerpos extraños. En tales casos, se ha optado por no usar tuberías menores de 0.20 m de diámetro, y resolver el problema de la acumulación de sedimentos mediante la operación oportuna de compuertas por períodos cortos, que hagan pasar por éstas tuberías caudales mayores que el afluente.

Seguidamente se mencionan las obras de arte más importantes.

Estructuras para medición de caudales
Estructuras para distribución proporcional de caudales entre varias lagunas
Estructuras de entrada
Estructuras de interconexión
Estructuras de salida
Estructuras de reunión

17.1 ESTRUCTURAS PARA MEDICION DE CAUDALES

En las lagunas de estabilización, al igual que en cualquier otra planta de tratamiento de aguas residuales, es necesario tener un registro del caudal que ingresa a las mismas las 24 horas del día. Esta información es necesaria para poder evaluar el comportamiento de las lagunas. Además, sirve para muchos otros objetivos como: saber en qué etapa de su vida útil se encuentra la estructura y poder planificar ampliaciones, etc. Las canaletas Parshall (ver pág. 124 ref. 11) se adaptan muy bien a este propósito por su precisión, y por no presentar remansos donde se pueden acumular sólidos como sucede con los vertederos.

Se recomienda que por lo menos el caudal total que ingresa a la planta, sea medido por medio de una canaleta Parshall, a la cual se le haya adaptado un registrador automático de niveles.

Pero no basta con medir el caudal que entra a la planta. Hay que medir el caudal que entra a cada laguna y el efluente de ellas. Como sería muy costoso construir muchas canaletas Parshall, se recurre para estas medidas a los vertederos, los cuales si bien ofrecen algunas desventajas, por otra parte facilitan y flexibilizan la operación de las lagunas. En los siguientes párrafos sobre otras estructuras se agregará algo más sobre este tema.

17.2 ESTRUCTURAS PARA DISTRIBUCION PROPORCIONAL DE CAUDALES ENTRE VARIAS LAGUNAS

El uso de lagunas en paralelo obliga a construir este tipo de estructuras. Cuando lo que se desea es distribuir el caudal que entra a la planta entre varias lagunas primarias iguales que reciben caudales iguales, lo ideal es construir una cámara en la cual el caudal que entra, sale por igual número de vertederos iguales; tal como se ilustra en las figuras 17.1 y 17.2 que detallan la obra de arte N° 1 de la figura 16.1.

Cuando los caudales que se derivan hacia las lagunas no son iguales, es mejor utilizar vertederos rectangulares de ancho proporcional a los caudales, en lugar de los triangulares. La ref. 22 ilustra cómo realizar el cálculo de estos vertederos. Teóricamente se podrían enviar caudales diferentes con vertederos triangulares colocando los vértices de los mismos a diferentes alturas. Pero en la práctica, esto se dificulta por las variaciones de caudal durante el día.



0 20 40 60 80 100 120 cms.

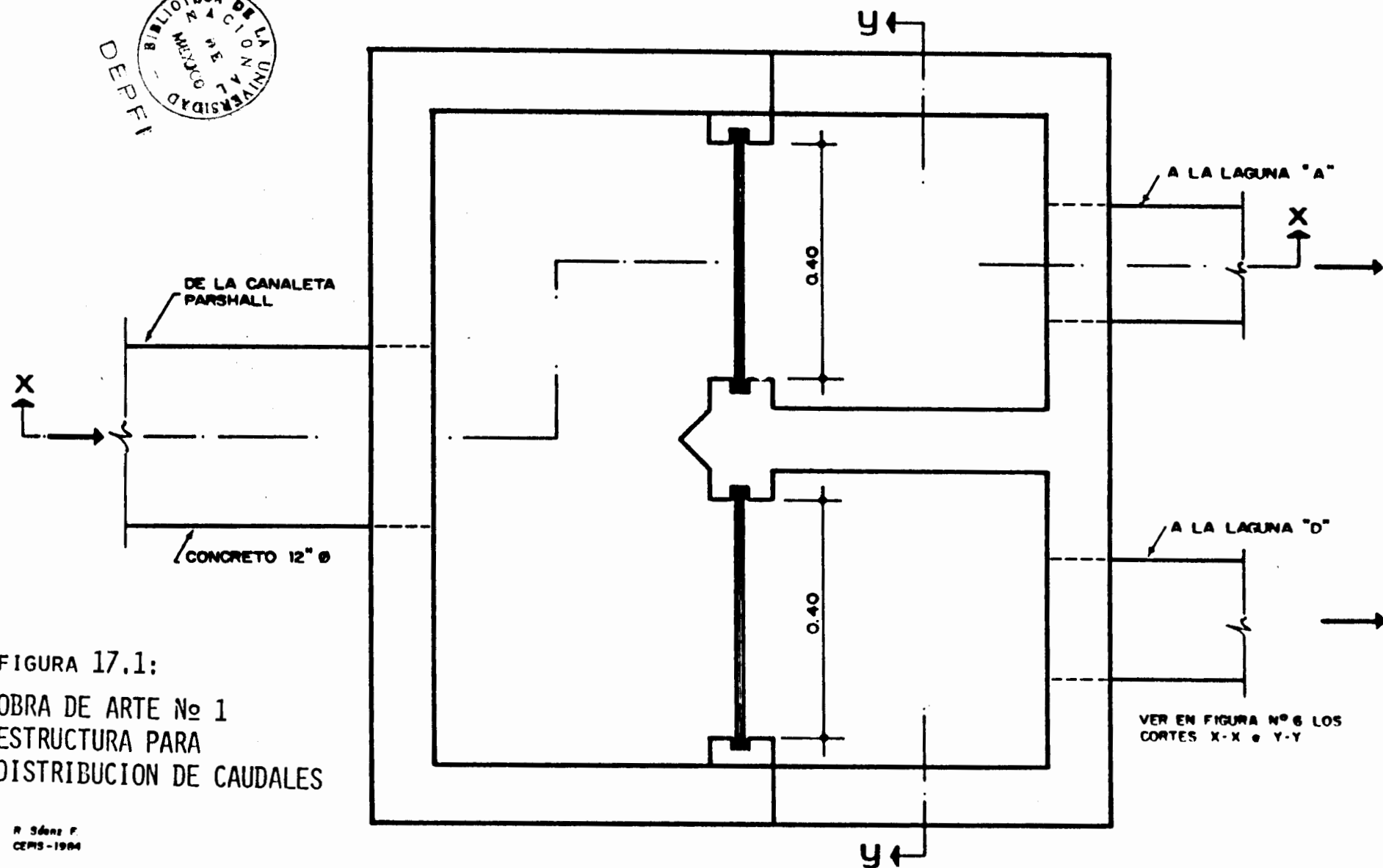
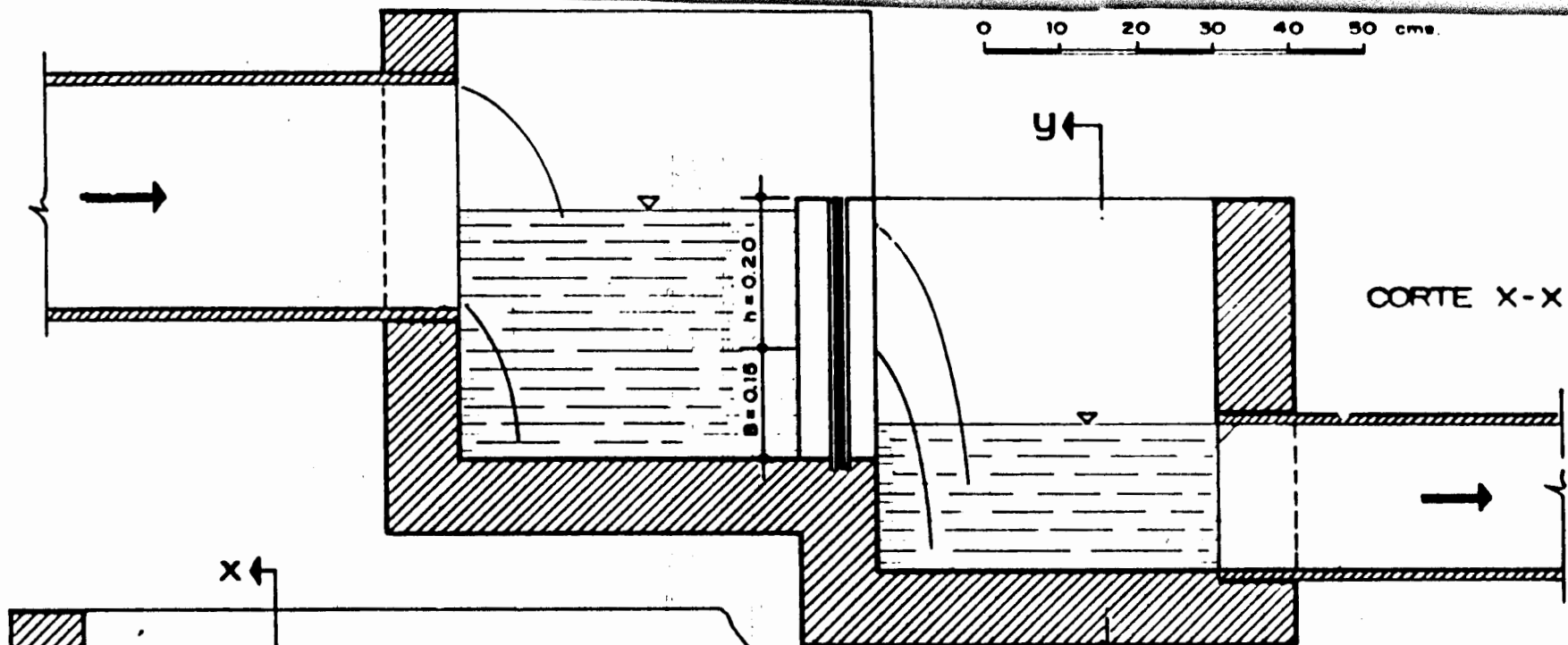
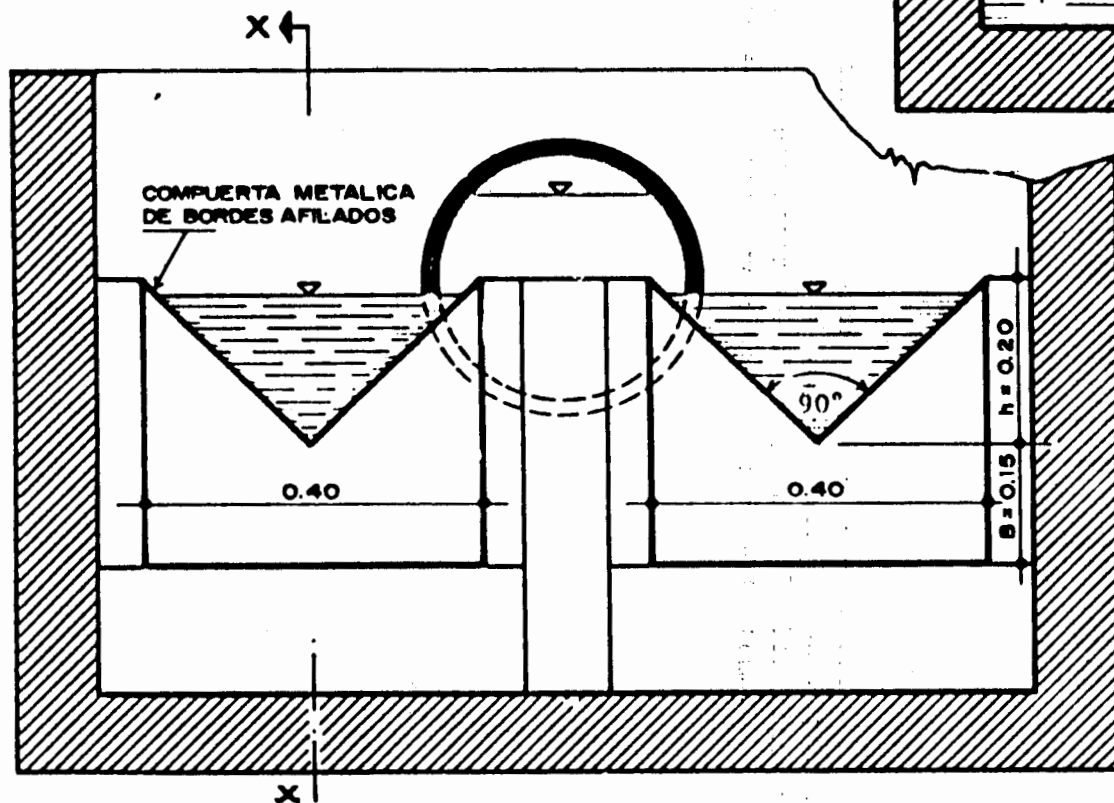


FIGURA 17.1:
OBRA DE ARTE Nº 1
ESTRUCTURA PARA
DISTRIBUCION DE CAUDALES

0 10 20 30 40 50 cms.



CORTE X-X



COMPUERTA METALICA
DE BORDES AFLADOS

DETALLE DEL BORDE AFLADO DE
LA COMPUERTA EN CHAPA DE
ACERO DE 6 mm. (1/4")

CORTE Y-Y

FIGURA 17.2:
CORTES DE LA OBRA DE
ARTE No 1

R Sdanz F
CEMS-1984

17.3 ESTRUCTURAS DE ENTRADA

Las estructuras de entrada consistentes en un simple tubo que entra por el fondo de la laguna se han usado mucho debido a su bajo costo. Sin embargo, suelen molestar después de varios años (entre 5 y 15) debido a la acumulación de lodos, que termina obstruyendo la salida de la misma, a menos que el mantenimiento sea muy eficiente. Por esta razón, se está recomendando una tubería de entrada sostenida por pilares, tal como se indica en la figura 17.3 que ilustra las obras de arte indicadas como 2 y 6 en la figura 16.1. En las figuras 17.4 y 17.5, se ilustran los detalles de la caja de la estructura de entrada. Se ha indicado un vertedero para destacar la importancia de medir los caudales que entran a la laguna. Sin embargo, en este caso específico se podría prescindir de dichos vertederos por haber ya medición en la estructura distribuidora proporcional de caudales.

17.4 ESTRUCTURAS DE INTERCONEXION

El uso de lagunas en serie obliga al empleo de este tipo de estructura. Una estructura de interconexión es en realidad una estructura de salida que, en lugar de desaguar al emisario de salida, lo hace a otra laguna. Las figuras 17.6, 17.7 y 17.8 muestran la estructura de interconexión correspondiente a la obra de arte N° 3 mostrada en la figura 16.1. Se trata de la interconexión entre dos lagunas estando la primaria 0.50 m más alta que la secundaria. En las figuras 17.9, 17.10 y 17.11 se muestran las estructuras de interconexión correspondientes a las obras de arte Nos. 4, 7, 8 y 9 indicadas en la figura 16.1. La diferencia de nivel entre las lagunas es de 0.25 m.

En la ref. 22 se ilustra cómo calcular estas estructuras.

17.5 ESTRUCTURAS DE SALIDA

Las estructuras de salida son semejantes a las de interconexión antes mencionadas, con la diferencia de que el tubo de salida, en lugar de ir a otra laguna, descarga en la estructura de reunión, siendo la ubicación de ésta la que define el nivel del piso de la parte aguas abajo de la caja de esta estructura.

17.6 ESTRUCTURA DE REUNION

En realidad, es un pozo de visita que recibe las tuberías de salida de todas las lagunas finales de cada serie, y las descarga por medio del emisario efluente hacia el cuerpo receptor y hacia algún lugar de reuso.

17.7 VENTAJAS DE LAS ESTRUCTURAS DE SALIDA E INTERCONEXION PROPUESTA

Las estructuras de interconexión propuestas anteriormente, tienen la ventaja de que el tubo de salida no está en la misma superficie, lo que impide que se atasque por cuerpos flotante, lo que sí sucede cuando se usan estructuras de salida como la mostrada en la figura 17.12.

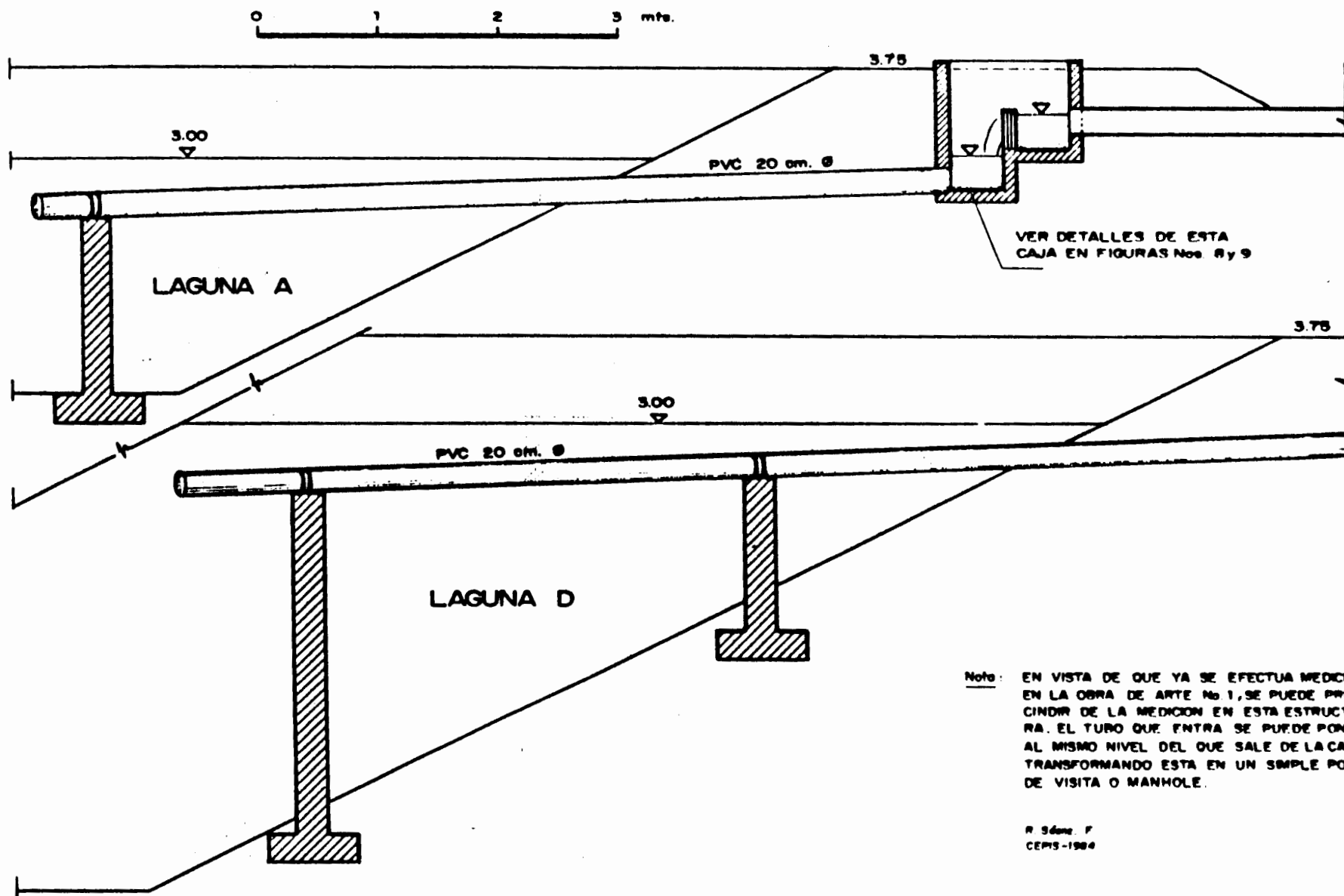


FIGURA 17.3: DETALLE DE LAS ESTRUCTURAS DE ENTRADA - OBRAS DE ARTE Nos. 2 y 6

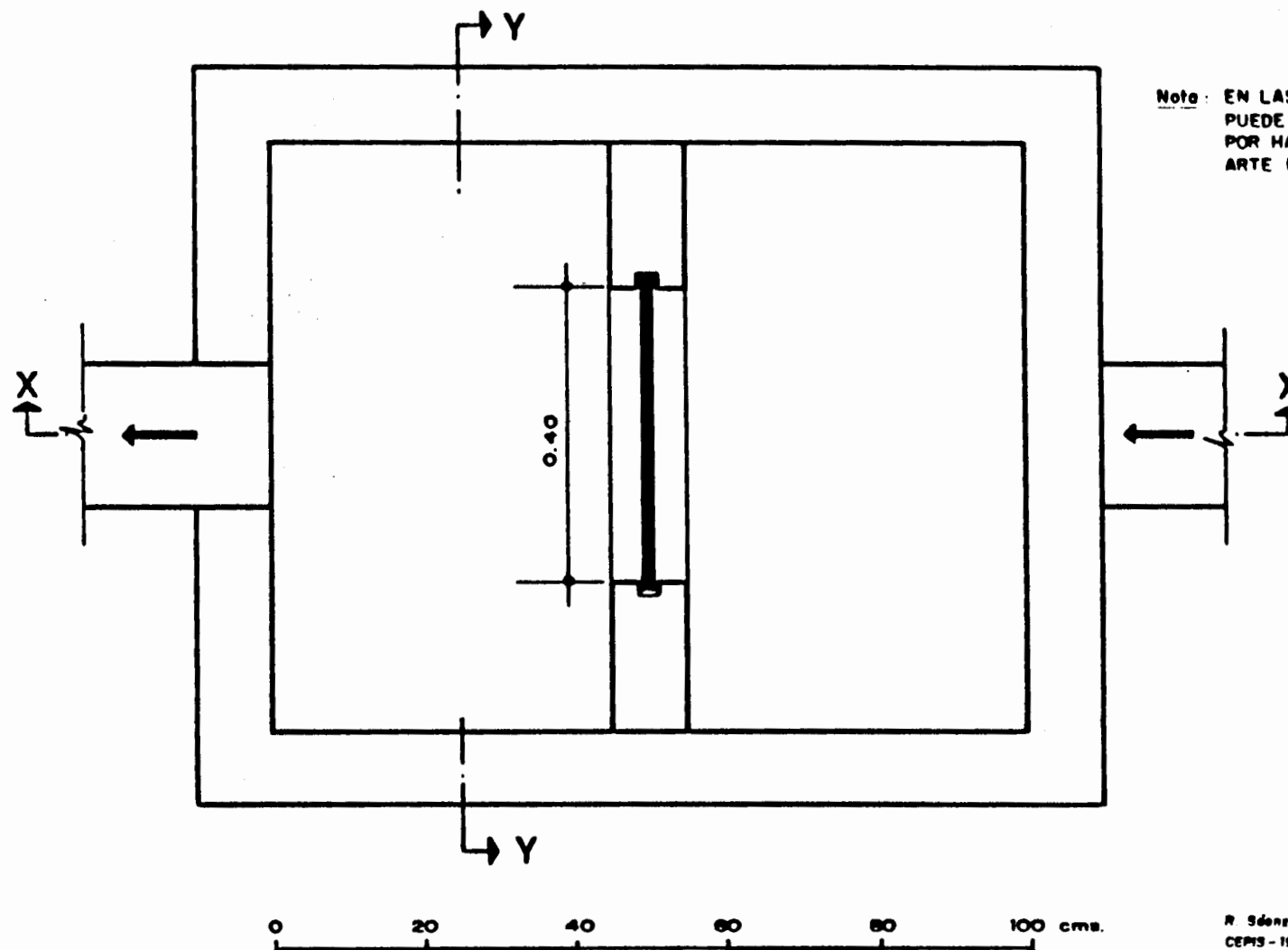


FIGURA 17.4: VISTA DE PLANTA DE LA CAJA DE LAS ESTRUCTURAS DE ENTRADA. OBRAS DE ARTE Nos. 2 Y 6

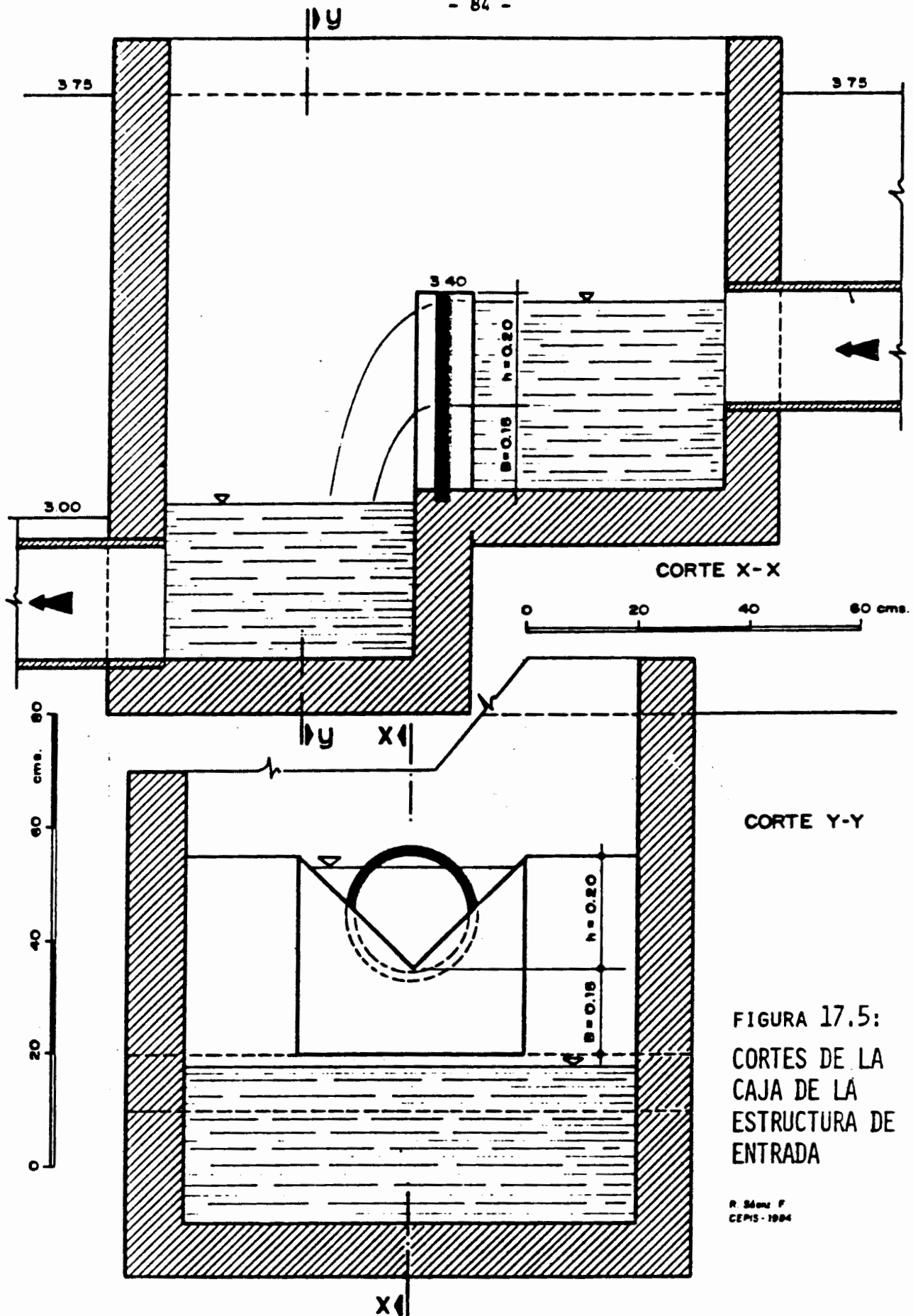


FIGURA 17.5:
CORTES DE LA
CAJA DE LA
ESTRUCTURA DE
ENTRADA

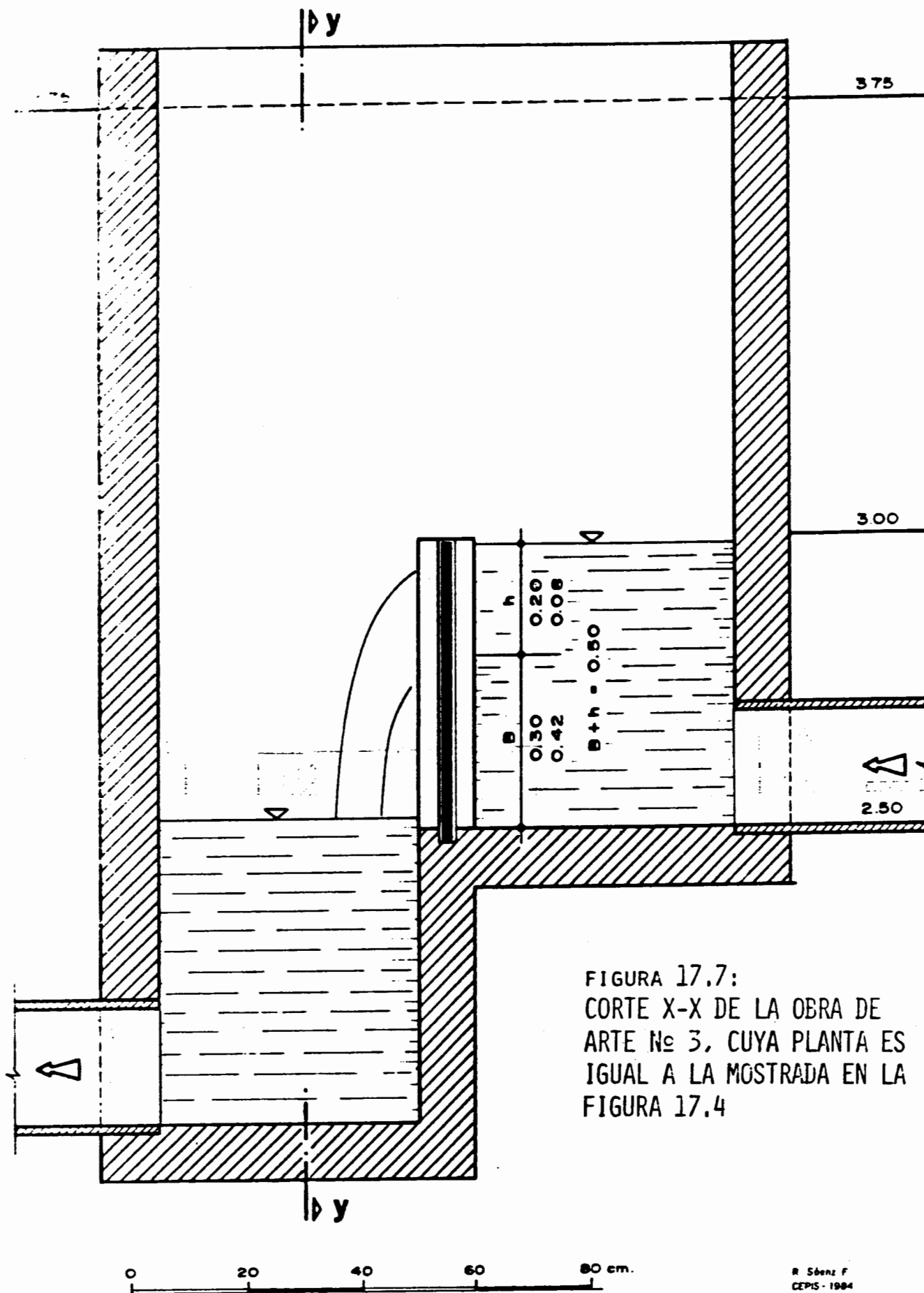
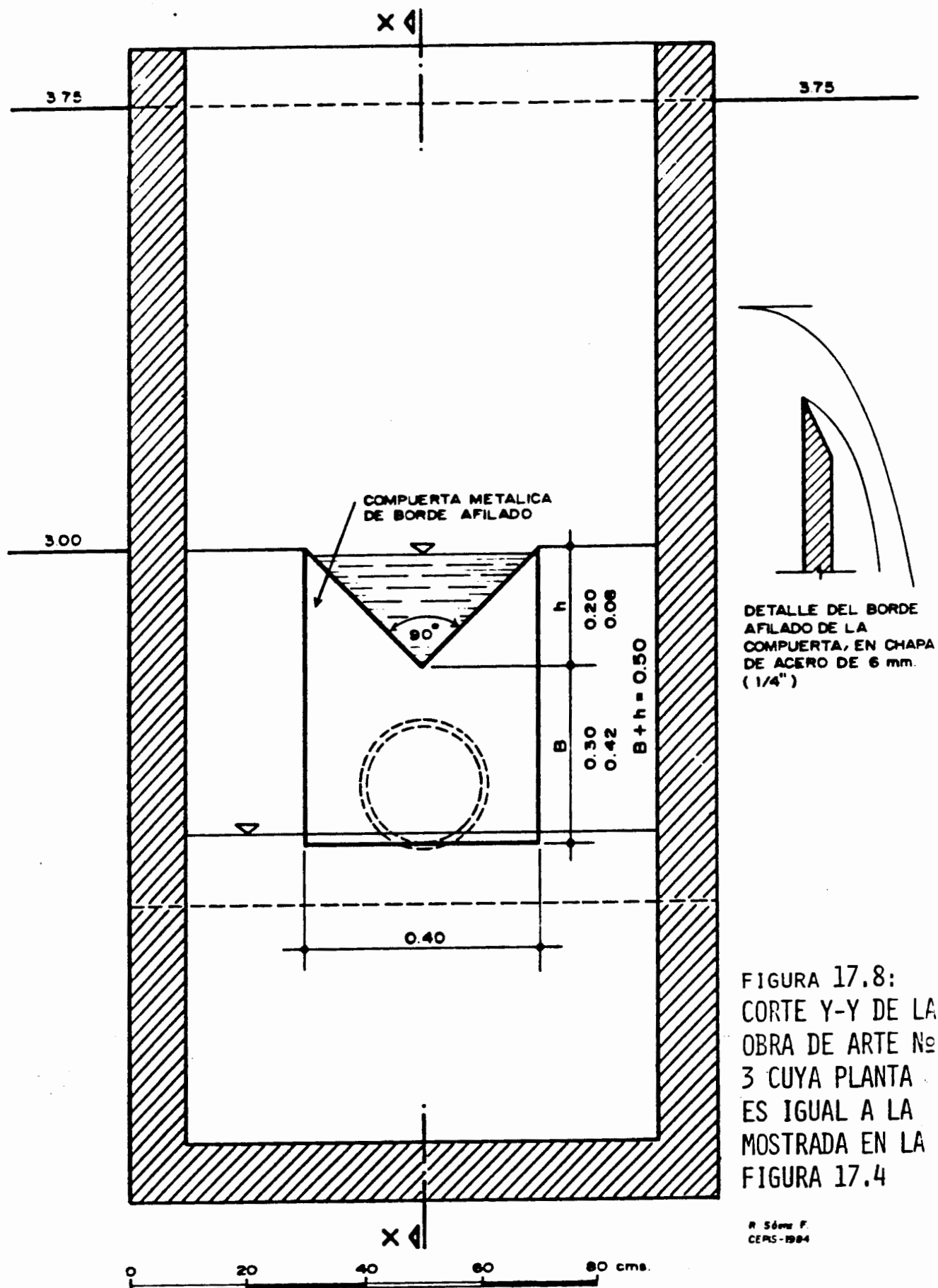


FIGURA 17.7:
CORTE X-X DE LA OBRA DE
ARTE N° 3, CUYA PLANTA ES
IGUAL A LA MOSTRADA EN LA
FIGURA 17.4



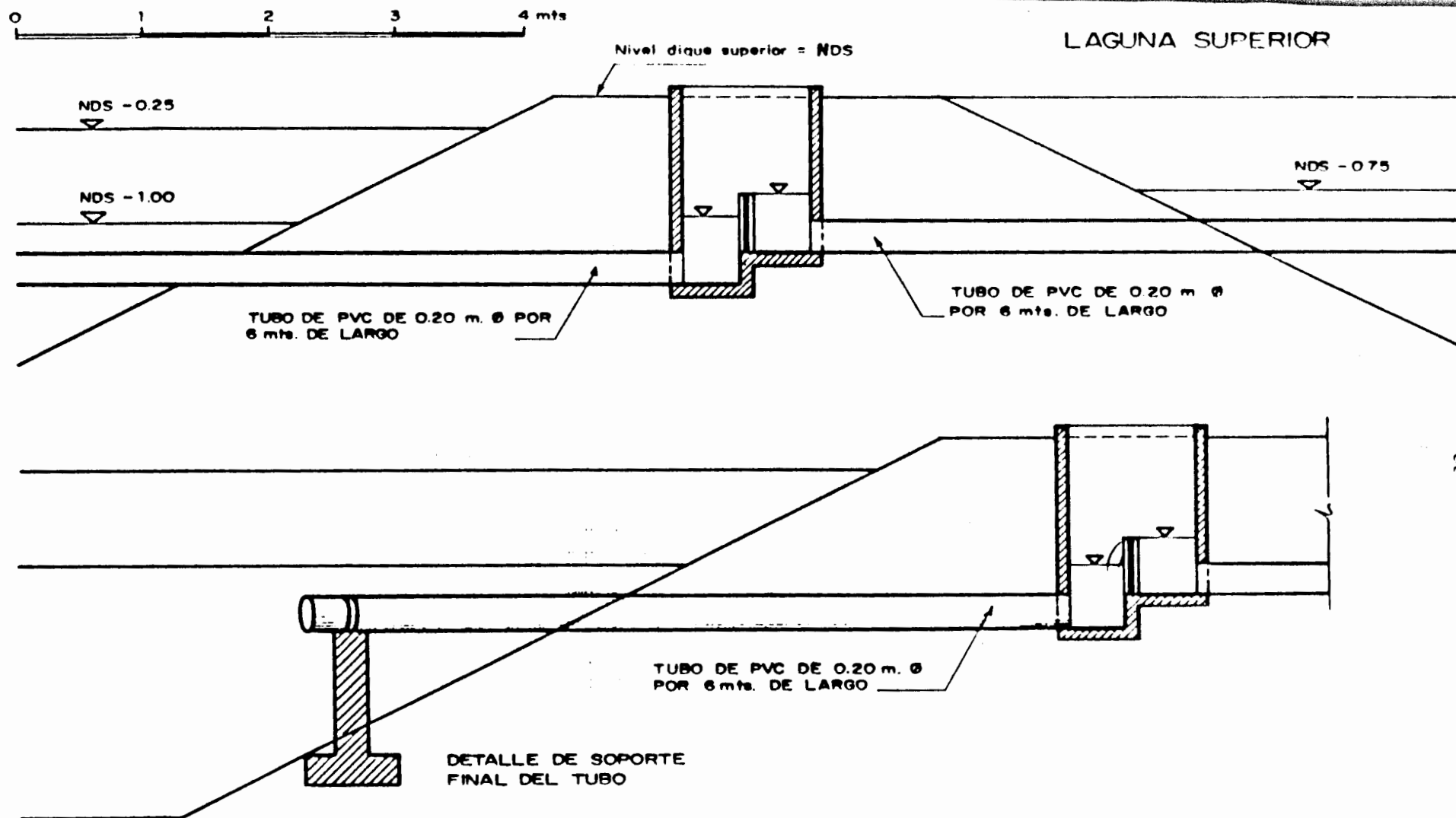
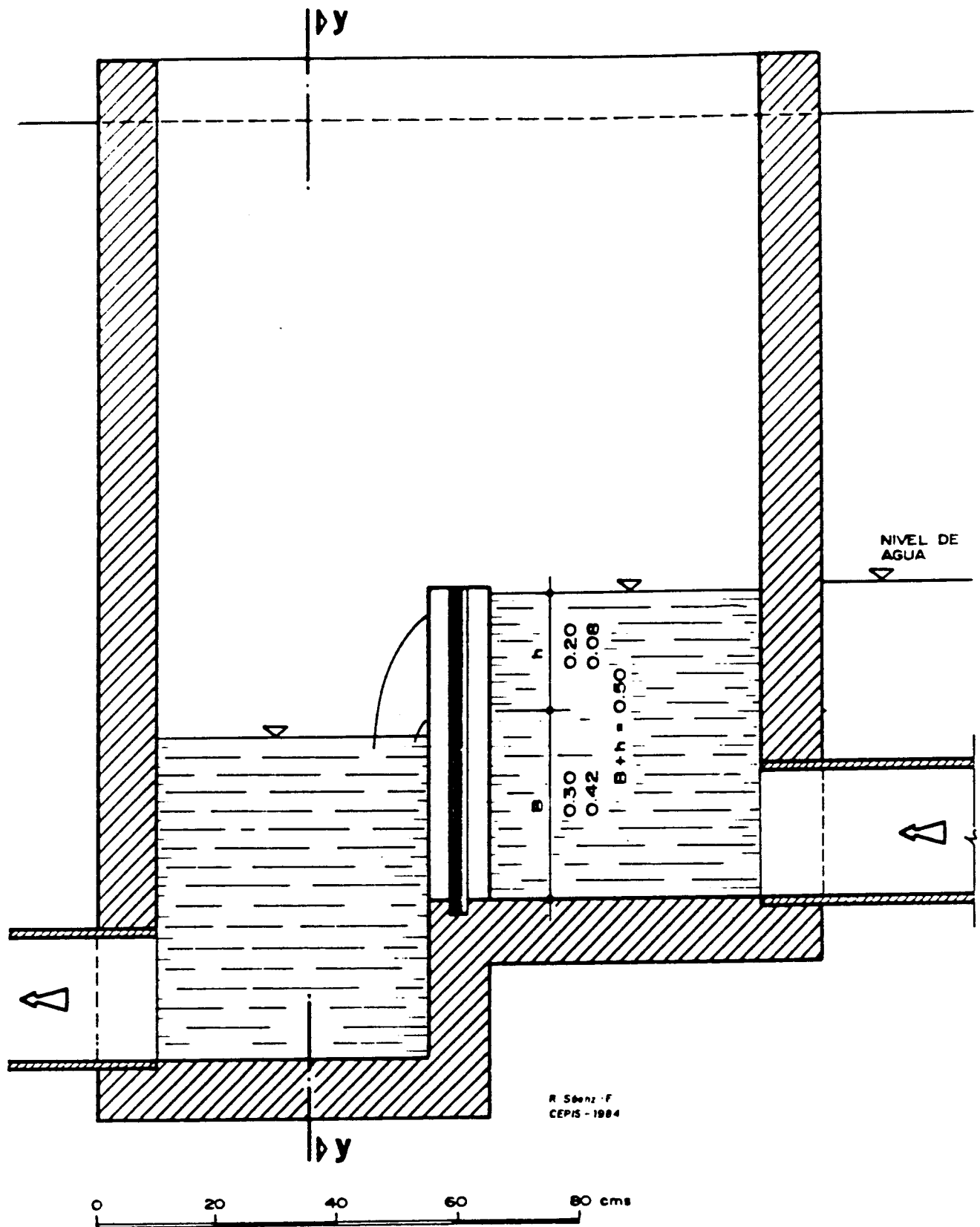
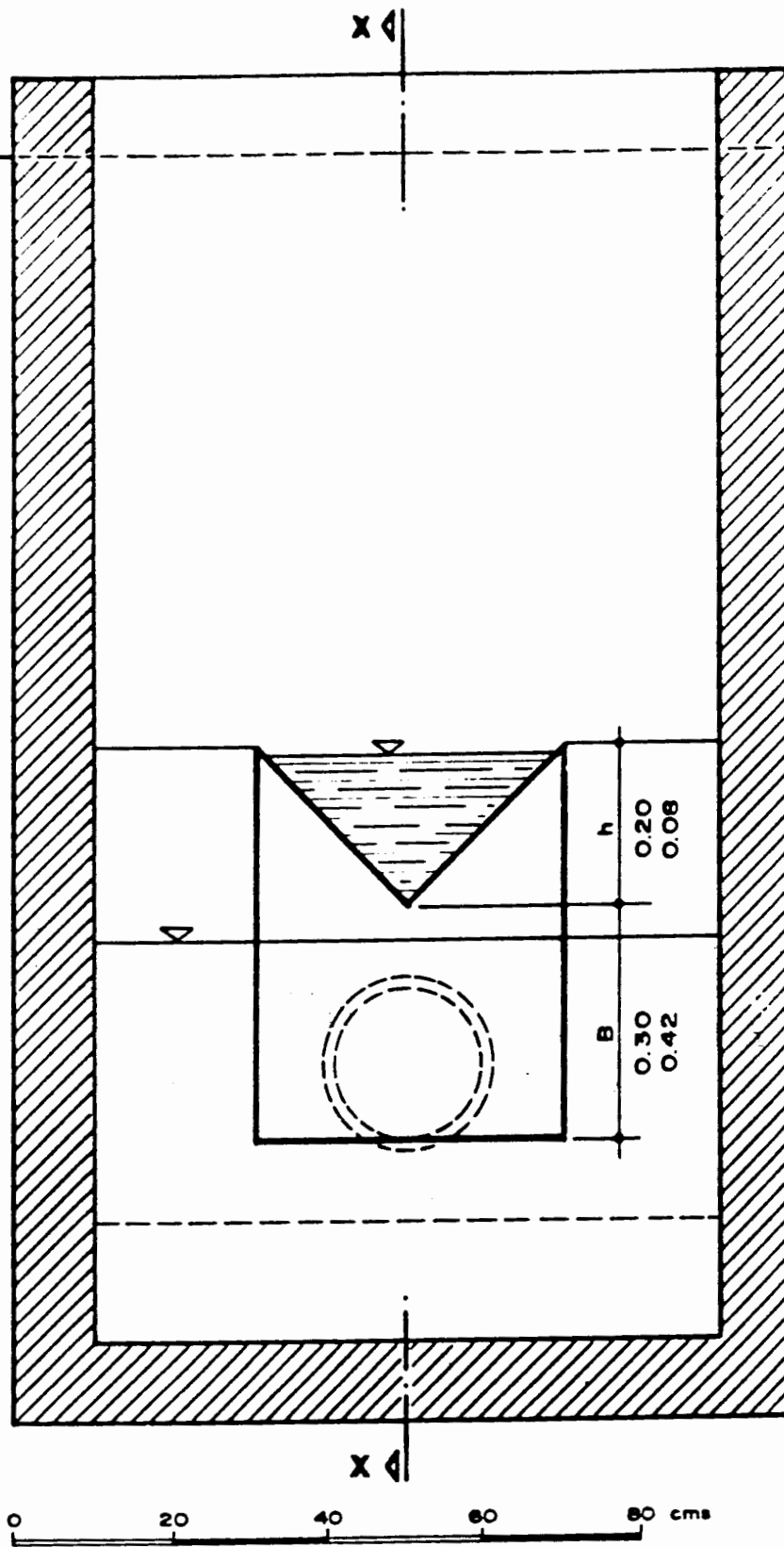


FIGURA 17.9: DETALLE DE LAS ESTRUCTURAS DE INTERCONEXION
OBRAS DE ARTE Nos. 4, 7, 8 Y 9



JRA 17.10: CORTE X-X DE LAS OBRAS DE ARTE Nos. 4, 7, 8 Y 9 CUYA PLANTA ES IGUAL A LA MOSTRADA EN LA FIGURA 17.4



R. Sáenz F.
CEPIS-1984

FIGURA 17.11: CORTE Y-Y DE LAS OBRAS DE ARTE Nos. 4, 7, 8 Y 9

SEXTA PARTE

CRITERIOS Y PRINCIPIOS SOBRE OPERACION,
MANTENIMIENTO Y EVALUACION DE
LAGUNAS DE ESTABILIZACION

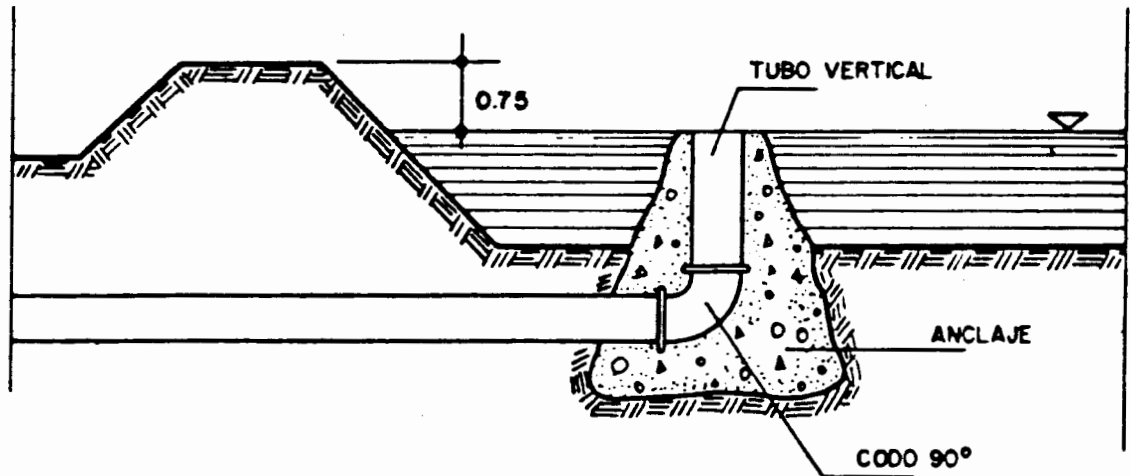
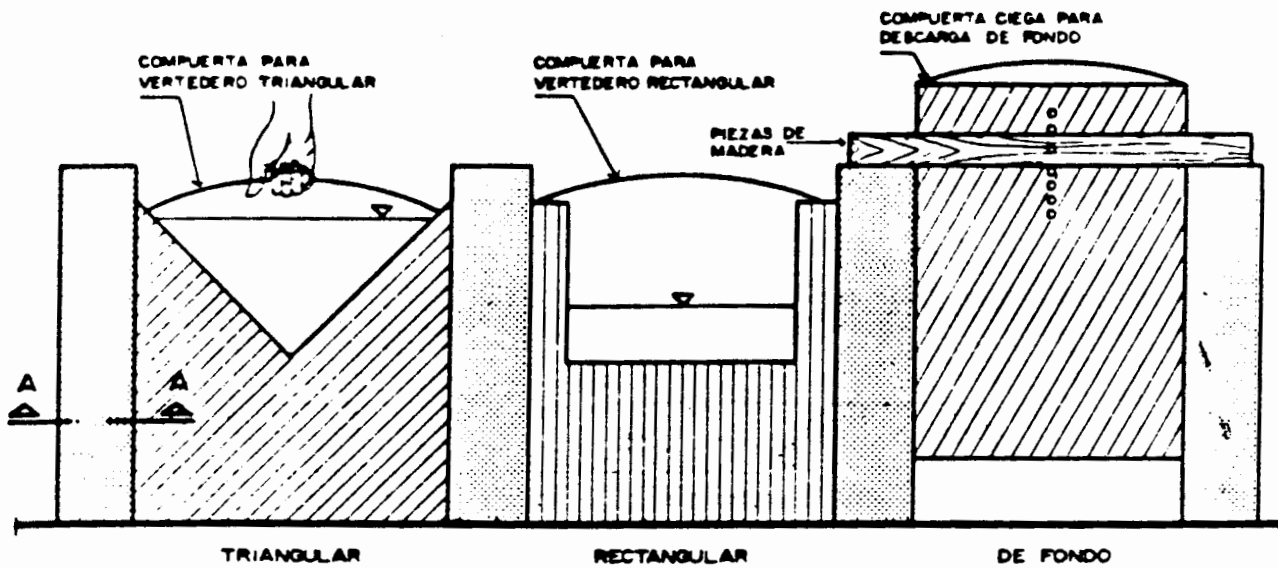


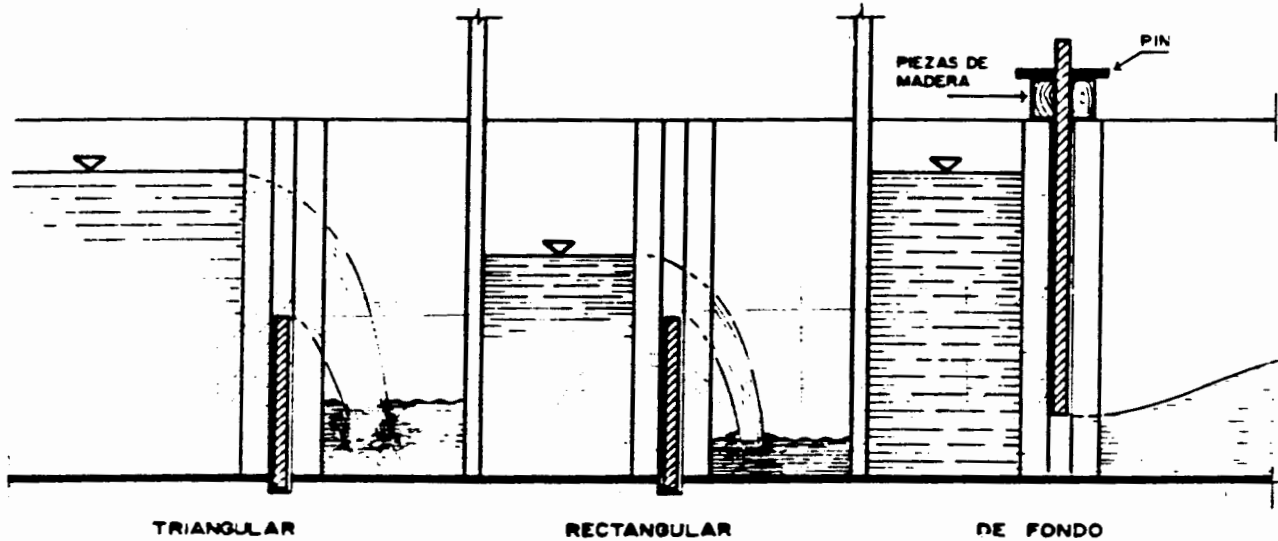
Figura 17.12

ESTRUCTURA DE SALIDA SUPERFICIAL

Otra ventaja que tienen las estructuras de salida que regulan el nivel de las lagunas por medio de vertederos, es su versatilidad, pues con sólo cambiar las chapas de los vertederos de triangulares a rectangulares o a compuertas de fondo, se puede variar a discreción su capacidad de descarga (ver figura 17.13).



VISTA DE FRENTE DE DIFERENTES MANERAS DE OPERAR LAS CAJAS DE LAS OBRAS DE ARTE



SECCION TRANSVERSAL SOBRE DIFERENTES MANERAS DE OPERAR LAS CAJAS DE LAS OBRAS DE ARTE

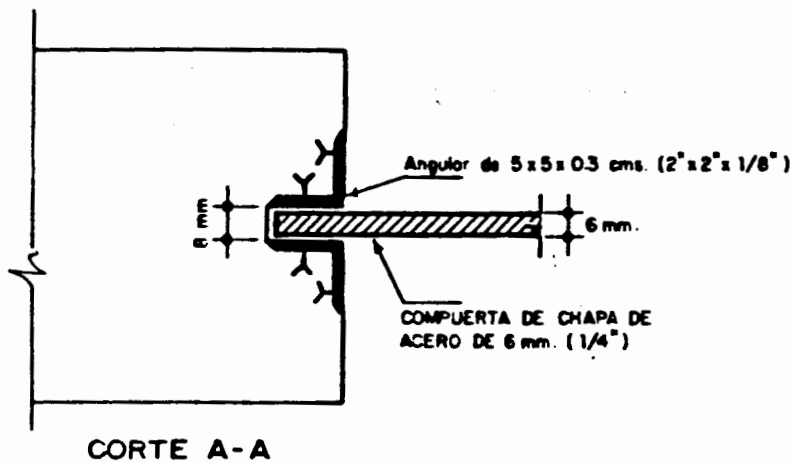


FIGURA 17.13:
ALTERNATIVAS DE FUN-
CIONAMIENTO DE LAS
CAJAS DE LAS OBRAS
DE ARTE

R. Sáenz F.
CEPIS - 1984

VIII OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

En este Capítulo sólo se verán aspectos relacionados con la operación y mantenimiento rutinarios. En el Capítulo XIX se discutirán aspectos operativos y de mantenimiento relacionados con investigaciones para evaluar el comportamiento de las lagunas, o para determinar el valor de las constantes de reacción que intervienen en los modelos utilizados para proyectar y diseñar lagunas de estabilización.

Existe una tradición en cuanto al buen mantenimiento de las plantas de tratamiento de aguas residuales. Por su misma naturaleza, los lugares donde están ubicadas las lagunas de estabilización deben mantenerse muy limpios y bien presentados. Todas las obras de arte deben mantenerse en buen funcionamiento y totalmente libres de basuras, suciedades, polvo, telarañas, etc. La superficie de las lagunas debe estar libre de flotantes y natas. Los diques deben estar bien mantenidos, y si tienen césped, éste debe estar bien cuidado. Los flotantes removidos podrán ser enterrados en un lugar destinado a tal fin o enviados al sistema de disposición de residuos sólidos más cercano.

8.1 OPERACION DE RUTINA

La operación de rutina de las lagunas de estabilización es bastante simple, por lo que puede ser llevada a cabo por personas que no hayan recibido un alto grado de especialización, siempre que estén bien capacitadas y se les proporcionen guías e instrucciones adecuadas.

Las principales labores del operador consisten en:

- a) Verificar que no haya una tendencia de las lagunas a secarse o rebalsarse, y notificar inmediatamente al ingeniero responsable sobre cualquier problema que se presente con los niveles de agua en las lagunas.
- b) Medir, por lo menos cuatro veces al día, las alturas de agua "h" en los vertederos triangulares y demás estructuras de medición de caudales. Cambiar oportunamente las cartas de los registradores automáticos de caudal.
- c) Mantener bien segada la grama de los diques y demás áreas verdes del predio de las lagunas, y conservarlas libres de hierbas y malezas que puedan darles un aspecto desagradable.
- d) Mantener el borde de la laguna libre de hierbas, malezas y otras plantas que puedan facilitar la reproducción de mosquitos y otra clase de insectos.
- e) Mantener limpias y en buen estado de funcionamiento todas las obras de arte, evitando obstrucciones en las mismas o el manejo de las compuertas por extraños.
- f) Cuidar las cercas y señales que se pongan en los linderos del predio de las lagunas para evitar que por deterioro de éstos, haya acceso de personas o animales al lugar.

- g) Verificar que se mantengan rigurosamente los niveles de agua y los caudales señalados en el plan de operación, de común acuerdo con el ingeniero responsable.
- h) Hacer oscilar el nivel de las lagunas periódicamente para evitar el desarrollo de mosquitos, mediante la operación de las compuertas/vertedero de las estructuras de interconexión y salida.
- i) Aplicar insecticidas en el caso de que fuera necesario.
- j) Cuidar las lagunas facultativas y de acabado para evitar que haya acumulación de flotantes que eviten la acción beneficiosa de la luz solar. Normalmente, el viento acumula los flotantes en las esquinas, de donde pueden ser removidos con facilidad por medio de rastrillos, etc. Si tal cosa no sucediera, se debe contar con un pequeño bote. El uso de rejas puede retener algunos de los flotantes, pero no evita tener que remover flotantes de la misma laguna, pues muchos de ellos son producidos en la propia laguna como consecuencia de los procesos biológicos que se suceden en ella, y suelen incluir algas macroscópicas y aun plantas acuáticas. Los flotantes removidos se pueden enterrar o secar antes de enviarlos a algún sitio para disposición final de residuos sólidos.
- k) Realizar la remoción periódica de los sedimentos acumulados en las lagunas primarias, de conformidad con lo previsto en el diseño y acatando las instrucciones del ingeniero responsable. Las demás lagunas (secundarias, terciarias, etc.) acumulan tan pocos sedimentos que prácticamente se hace innecesaria su limpieza durante el período de diseño.

18.2 OPERACION DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION CUANDO SE PRESENTAN PROBLEMAS ESPECIALES

Además de los problemas de rutina, cuya atención se discutió en el párrafo anterior, se suelen presentar problemas especiales que requieren atención especial. A continuación se hace referencia a algunos de ellos:

- a) dificultades al iniciar la operación
- b) tendencia de la laguna a secarse
- c) tendencia de la laguna a desbordarse
- d) producción de malos olores
- e) problemas con los diques
- f) problemas con las obras de arte

18.2.1 Dificultades al iniciar la operación

Quando una laguna de estabilización inicia su vida, las pérdidas por percolación son mayores debido a que el terreno absorbe mucha agua mientras logra saturarse, y porque aún no se ha producido la disminución de la conductividad hidráulica y de la permeabilidad que ocasionan los sólidos que contienen las aguas residuales y las zoogreas de origen anaeróbico que se forman al fluir éstas entre los intersticios del subsuelo.

El hecho de que los abonados potenciales de un sistema de alcantarillado nuevo se conecten lentamente, hace coincidir la época en que las pérdidas son máximas con aquella en que el caudal sanitario es mínimo. Todo lo anterior hace que el período inicial de operación sea crítico para la obtención del tirante de agua en la laguna que le permita funcionar satisfactoriamente.

Si no se toman medidas para lograr de alguna manera un nivel de operación satisfactorio, se presentarán problemas tales como el nacimiento de plantas en el fondo de la laguna - las cuales cuesta mucho eliminar - y producción de malos olores.

Para evitar los problemas antes mencionados, se recomienda no diseñar para períodos muy largos, sino ir construyendo las lagunas paulatinamente, conforme el caudal y la carga orgánica lo van demandando. Ciertas obras hidráulicas y el terreno se deben prever para períodos de veinte o más años, pero el área de lagunas no debe exceder los requerimientos de un período de cinco años.

Otra medida que se puede tomar para sobrellevar este período crítico, es usar una fuente complementaria de agua, la cual en muchos casos puede venir del mismo río al cual van a descargar las aguas efluentes del sistema de lagunas. En algunos lugares se ha tratado de disminuir la percolación agregando arcilla suspendida en agua al afluente. La bentonita se ha usado para este propósito con buenos resultados.

18.2.2 Tendencia de la laguna a secarse

Se ha presentado, aunque con poca frecuencia, el fenómeno de que una laguna que ha venido operando normalmente, presenta de pronto una tendencia a secarse, lo cual obviamente podría dar origen a problemas semejantes a los ya comentados en el párrafo anterior. Las principales causas de este fenómeno han sido mala operación de la estructura distribuidora de caudales, con el consiguiente envío de un caudal muy bajo a una de las lagunas; sequía con la consiguiente merma en la lluvia y en el caudal de aguas residuales; deterioro de alguno de los diques; condiciones meteorológicas que favorezcan una evaporación excepcional; o la presencia simultánea de varios de los fenómenos mencionados.

18.2.3 Tendencia de la laguna a desbordarse

Al diseñarse la estructura de salida, debe preverse que durante un aguacero muy intenso que siga a un período de lluvias prolongado (temporal), puede presentarse un caudal que sea mayor que la descarga regular de aguas servidas en diez y hasta veinte veces. Por lo general, una sobreelevación moderada que experimenta la laguna, aumenta la capacidad de descarga del vertedero de salida, el cual logra descargar el caudal excesivo sin problema. El diseñador debe calcular un caudal máximo, usando curvas de intensidad - duración locales y diseñar la estructura de salida, para que lo pueda evacuar sin que se presenten sobreelevaciones del nivel de la laguna mayores de treinta centímetros.

Un mal mantenimiento de las estructuras de salida o interconexión, puede provocar desbordes ocasionados por obstrucciones. Los desbordes en las lagunas de estabilización son muy peligrosos, como en todo dique de tierra, pudiendo llegar a producir el colapso total de la estructura.

18.2.4 Producción de malos olores

Las lagunas anaeróbicas producen un mal olor, propio de su naturaleza, el cual es semejante al que se percibe en los tanques Imhoff. Esta es la razón por la cual, a pesar de sus ventajas, no se pueden usar en lugares muy céntricos o poblados, lo cual obliga a emplear lagunas aeradas si es que el terreno es caro, o lagunas facultativas si es de costo bajo o moderado.

Normalmente, las lagunas facultativas no presentan malos olores. Cuando éstos ocurren, se puede deber a sobrecarga. En Centroamérica, para temperaturas entre 20 y 30°C y alturas menores de 1,000 metros, se encontró que el límite al cual una laguna facultativa se torna anaeróbica, está muy cerca de los 300 Kg/Ha/día de DBO. Yáñez encontró que ese límite está alrededor de 357.4 Kg/Ha/día de DBO, y que varía con la temperatura. Recomienda la relación

$$CS_a = 357.4 \times 1.085^{T-20} \quad (18-1)$$

la cual considera aplicable a la costa peruana, siendo:

CS_a = carga superficial aplicable (sin que la laguna se torne anaeróbica)

T = temperatura promedio del agua en el mes más frío en °C (ver ref. 29)

Otra causa de malos olores en una laguna facultativa es la presencia de materias flotantes, las cuales al impedir el paso de la luz solar, interrumpen o minimizan el proceso de fotosíntesis con la consiguiente merma en la producción de oxígeno por parte de las algas. Este problema se resuelve con buena operación y mantenimiento.

Los malos olores también pueden ser producidos por la ausencia de algas, debido a que éstas han sido perjudicadas por la presencia de materias tóxicas o excesivamente ácidas o alcalinas. Lo anterior sucede cuando hay descargas de tipo industrial, al alcantarillado, sin los debidos controles.

Con los efluentes de tipo industrial, se pueden presentar problemas de falta de nutrientes o color muy alto, que impidan la formación de algas aun después de neutralizado el desecho. En algunos casos, ha dado resultado mezclar el desecho industrial con aguas residuales. En otros casos, se ha propuesto agregar a las lagunas fertilizantes que suplan los nutrientes que faltan.

18.2.5 Problemas con los diques

Un mal diseño, o una mala construcción pueden hacer que los diques presenten problemas de asentamientos o filtraciones. Cuando las filtraciones arrastran partículas del material de que está hecho el dique, hay el peligro de que se esté iniciando una falla por tubificación. Si tal cosa se observa, es mejor bajar el nivel de la laguna lo más que se pueda y verificar el factor de seguridad que el dique presenta contra la tubificación. Si éste es muy bajo, se puede corregir variando su sección o sustituyendo el material del mismo.

Los descensos de nivel del dique por asentamiento deben repararse rápidamente agregando material adicional, previo despalme y escarificación. Un descuido en la reparación de los asentamientos puede causar la falla de toda la estructura. Afortunadamente, los asentamientos en los diques sólo se presentan en los primeros años de vida de las lagunas.

18.2.6 Problemas con las obras de arte

Hay gran diversidad de propuestas para diseñar y construir las obras de arte de las lagunas de estabilización. Entre los problemas que pueden presentar algunos diseños están: falta de capacidad hidráulica de los mismos; dificultad para variar el nivel de las lagunas; acumulación de flotantes cerca de los vertederos; obstrucción de la estructura de entrada, etc.

Los diseños presentados en el Capítulo XVII logran evitar la mayoría de los problemas anteriormente mencionados.

Cuando se observe falta de capacidad hidráulica en las estructuras de salida, se deberá colocar mangueras de succión o tuberías, trabajando como sifones, para evitar la falla de los diques mientras se hacen las correcciones del caso.

18.3 NECESIDAD DE SECAR LA LAGUNA

Las lagunas se suelen secar para remover lodos acumulados o para reparaciones. Se recomienda que, antes de secar una laguna para remover lodos, se desvíe el afluente de ella durante unos treinta días. Esto hace que ya los lodos estén digeridos en su mayor parte al hacer la limpieza, evitando problemas y molestias.

No se recomienda dejar válvulas de fondo para secar las lagunas, debido a que éstas se deterioran y dejan de funcionar cuando así se requiere, y corren el riesgo de ser manipuladas por personas no autorizadas. Por lo tanto, se recomienda secar las lagunas haciendo un sifonaje con mangueras de succión o tuberías. Si se desea, se puede utilizar una bomba para este propósito.

XIX EVALUACION DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Las lagunas de estabilización son estructuras muy simples en las que se llevan a cabo procesos de depuración natural altamente eficientes y muy complejos, aún no muy bien comprendidos. En las lagunas se llevan a cabo simultáneamente procesos de sedimentación, digestión, estabilización aeróbica y anaeróbica de parte de la carga orgánica suspendida y disuelta; fotosíntesis; floculación biológica; destrucción de bacterias y otros patógenos, etc.

Los procesos anteriormente mencionados son afectados por la temperatura, por la luz solar, por el viento, por la lluvia, la infiltración de agua del subsuelo hacia las lagunas y la percolación de agua de las lagunas hacia el subsuelo.

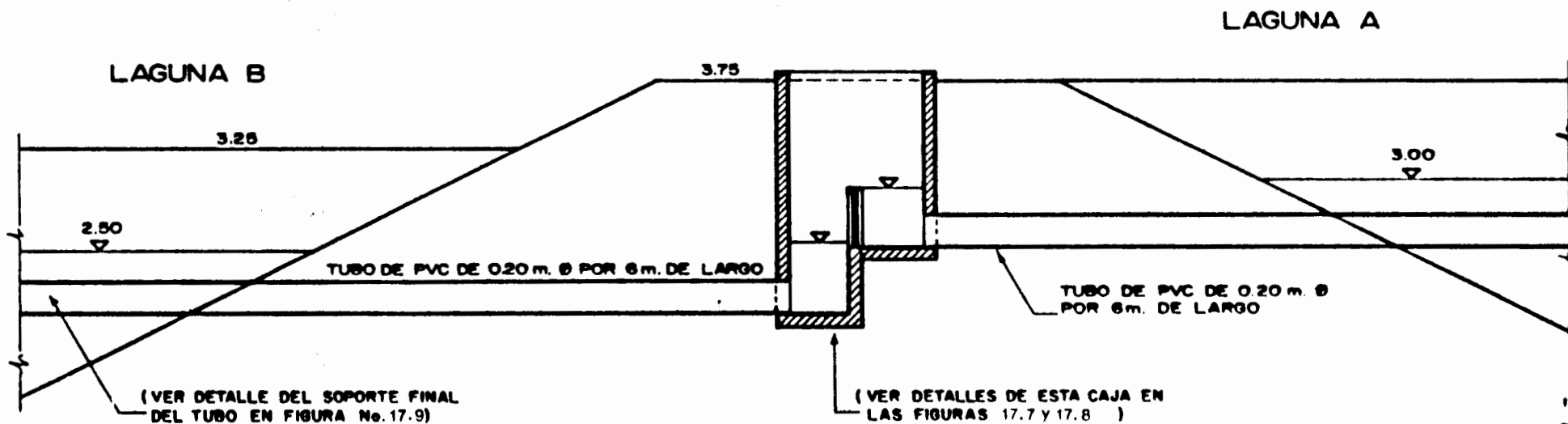
Al hacer esfuerzos por evaluar cargas orgánicas aplicables por unidad de área, o las constantes de reacción de los modelos para el cálculo de lagunas, se tropieza con muchos problemas debido a que casi siempre el estudio se limita a correlacionar dos o tres variables, cuando en realidad las que están interviniendo en los procesos simultáneos que se suceden son más de cincuenta o cien.

De la ref. 30 se ha tomado la tabla 19.1 que ilustra las principales determinaciones que conviene realizar en un programa de evaluación de lagunas de estabilización.

Sin perjuicio de que se haga un esfuerzo por determinar el mayor número de parámetros incluidos en la tabla 19.1 y otros no incluidos en la misma, tales como la infiltración, la percolación, etc., se recomienda que se dé prioridad a los parámetros que permitan definir intensidades de carga orgánica aplicables, tales como OD, DBO, $\text{NH}_3 - \text{N}$, temperatura, caudales, NMP de coliformes, tanto totales como fecales, etc.

Especial atención se dará a la evaluación de las constantes de reacción que intervienen en los modelos que se presentaron en los Capítulos V, VI y VII. Para realizar las pruebas químicas y bacteriológicas, se recomienda seguir los procedimientos indicados en los Documentos Técnicos 10 y 12 del CEPIS (ver refs. 4 y 28).

Controlando las temperaturas y evaluando eficiencias para diferentes períodos de retención, se podrán obtener valores para las constantes de reacción que permitan obtener las ecuaciones que mejor representen los resultados experimentales; estableciéndose de esta manera modelos que faciliten el cálculo de los nuevos proyectos en diferentes climas y regiones.



Nota: LA VISTA DE PLANTA DE LA CAJA ES IGUAL A LA QUE SE PRESENTA EN LA FIGURA 17.4 PARA LA ESTRUCTURA DE ENTRADA. POR ESTA RAZON EN LAS FIGURAS 17.7 Y 17.8 SOLO SE PRESENTAN LOS CORTES X-X e Y-Y.

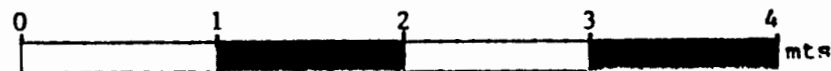


FIGURA 17.6: DETALLE DE LA ESTRUCTURA DE INTERCONEXION ENTRE LAS LAGUNAS A Y B. OBRA DE ARTE No 3

Tabla 19.1

PARAMETROS SELECCIONADOS Y SU RELACION CON CRITERIOS DE CALIDAD

Parámetro	Unidades	Salud Pública	Control de Ecología de procesos	de la laguna	Reuso	
					Agricultura	Piscicultura
I. MC BIOLÓGICOS						
A. Meteorológicos (a)						
1. Velocidad del viento	km·h ⁻¹	+	+	-		
2. Dirección del viento	grados	+	+	-		
3. Temperatura del aire	°C		-	-		-
4. Evaporación	mm · día ⁻¹		+		+	
5. Heliofanía	h · día	+	-	+		-
6. Intensidad de radiación solar	cal · cm ⁻² · día ⁻¹			+		
B. Hidráulicos						
1. Caudal promedio (b)	l s ⁻¹		+	-	+	-
2. Caudal máximo horario (b)	l s ⁻¹		+		+	-
3. Caudal máximo diario (b)	l s ⁻¹		+		+	-
4. Balance mínimo de agua (c)	mm · día ⁻¹		+	-	+	+
5. Fluctuación de nivel	m		+			
6. Profundidad de la laguna (c)	m		+			
7. Percolación o infiltración	mm · día ⁻¹					
C. Factores físicos						
1. Profundidad de lodos (c)	m	-	+	-		-
2. Temperatura del líquido	°C		+	-		-
3. Perfil de temperatura (d)	°C		+	+	-	+
4. Aceite y grasa	mg l ⁻¹	-	-	-	+	+
5. Sólidos						
a. Totales	mg l ⁻¹		-			
b. En suspensión	mg l ⁻¹	-	+	+	-	+
c. Disueltos	mg l ⁻¹			+	-	-
d. Sedimentables	mg l ⁻¹		+			
6. Penetración de luz	m		-	+		+
7. Apariencia de la laguna/color	cualitativo	-	+	-	-	+
8. Olor	cualitativo	+	+	+	-	+
9. Mates y flotantes	cualitativo	-	+	+	-	+
10. Vegetación en dique	cualitativo	+	+	+	-	-
D. Factores físico-químicos						
1. Conductividad (a 25°C)	µS cm ⁻²					
2. pH (d)			+	+	+	+
E. Factores químicos						
1. Oxígeno disuelto (d)	mg l ⁻¹	-	+	+		+
2. Demanda química de oxígeno	mg l ⁻¹		+		-	-
3. Componentes del sistema carbonatado (d)						
a. Alcalinidad						
- Carbonatos	mg l ⁻¹	+	+			
- Bicarbonatos	mg l ⁻¹		+			
- Hidróxidos	mg l ⁻¹	+	-			
4. Calcio	mg l ⁻¹			-		
5. Magnesio	mg l ⁻¹			-		
6. Dureza total	mg l ⁻¹			-		
7. Cloruros	mg l ⁻¹			-	+	+
8. Sulfatos	mg l ⁻¹				+	
9. Nutrientes						
a. Nitrógeno total	mg l ⁻¹			+	+	
- Orgánico	mg l ⁻¹			+	+	
- Amoniacal	mg l ⁻¹		+	+	+	-
- Nitritos	mg l ⁻¹				+	+
- Nitratos	mg l ⁻¹	+	+		+	
b. Fósforo total	mg l ⁻¹		-	+	+	
- Ortofosfato	mg l ⁻¹			+		+
10. Elementos trazas						
a. Sodio	mg l ⁻¹			+	+	
F. Factores bioquímicos						
1. Demanda bioquímica de oxígeno	mg l ⁻¹		+			-
II. BIOLÓGICOS						
A. Microbiológicos						
1. Coliformes totales	NF/100 ml	+	+			-
2. Coliformes fecales	NF/100 ml	+	+			-
3. Salmonella	Identific.	+	-		-	+
4. Shigella	Identific.	+	-		-	+
5. Protozoarios/helminthos						
- Entamoeba	Identific.	+			+	+
- Ascaris L.	Identific.	+			+	+
- Anquilostoma	Identific.	+			+	+
B. Macrobiológicos						
1. Composición de especies						
- Algas	Clase, N°/mm ³	+	+	+	-	+
- Insectos	Clase, N°/mm ³	+	-	+		-

+ Mayor interés

- Menor interés

(a) Datos posibles de obtenerse en la estación meteorológica más cercana

(b) Mediciones con registro continuo

(c) Medición estacional

(d) Medición intensiva y estacional

SEPTIMA PARTE

CONCEPTOS Y CRITERIOS DE DISEÑO
EN RELACION CON OTROS
SISTEMAS SIMPLIFICADOS
PARA EL TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES

XX

LAGUNAS AERADAS MECANICAMENTE

Las lagunas aeradas mecánicamente constituyen una herramienta muy útil en ciertas circunstancias, pues requieren menos área que las facultativas y las anaeróbicas, no producen malos olores y son eficientes en la remoción de DBO. Esto las hace apropiadas donde el lugar destinado al tratamiento es muy céntrico, o donde el valor del terreno es muy alto.

A cambio de sus ventajas hay un costo. Este consiste en la inversión requerida para comprar el equipo aerador y el gasto mensual de operación y mantenimiento, en el que la partida más importante la constituye el consumo de energía del equipo aerador.

La energía que es necesario pagar en una laguna aerada mecánicamente, es suministrada gratuitamente por el sol en el caso de una laguna facultativa. Esto hace que, donde exista espacio y terreno a bajo costo, las lagunas aeradas sean contraindicadas. No obstante, pueden constituir una gran solución en el caso de desechos industriales que, por su carácter ácido, cáustico o tóxico, no sean favorables al uso de lagunas facultativas.

En Norteamérica, se ha popularizado el uso de un aerador superficial consistente en una bomba de baja carga y gran caudal que succiona el agua de la laguna, lanzándola hacia arriba en forma de partículas atomizadas semejantes a las de la lluvia. Este método utiliza equipo simple y su mantenimiento es fácil. La eficiencia del equipo se mide en última instancia por los Kg de O₂ transferidos al agua por KWH o HP-hora.

En Europa, se utilizan con más frecuencia, sistemas de aeración consistentes en compresores, tanques para almacenamiento de aire comprimido y boquillas difusoras, cuya eficiencia energética es mayor, pero cuyo mantenimiento es más complejo. La zanja de oxidación que se presenta en el Capítulo XXI es una versión europea del aerador superficial y el "carrusel" que se presenta en el Capítulo XXII es una estructura para el tratamiento de aguas residuales que participa de las características de la laguna aerada y de la zanja de oxidación.

20.1 PERIODO DE RETENCION REOUERIDO POR UNA LAGUNA AERADA

Es calculado mediante la siguiente ecuación

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{1}{k_{am} R + 1} \quad (20-1)$$

L_p , L_o y R tienen el mismo significado ya establecido en el Capítulo V. k_{am} es la constante de reacción para remoción de DBO en una laguna aerada mecánicamente. Obsérvese que la ecuación (20-1) es la misma (5-4), con excepción de que la constante de reacción se ha indicado con una notación diferente. Teóricamente, la constante es la misma, pero en la práctica se obtienen valores diferentes en las lagunas aeradas que en las facultativas debido a que la aerada está más cerca de la hipótesis de mezcla completa que la facultativa.

Despejando R en la ecuación (20-1):

$$R = \frac{(L_o/L_p) - 1}{k_{am}} \quad (20-2)$$

Para correcciones por temperatura de k_{am} se puede usar la ecuación (5-6). Al proyectar lagunas aeradas en lugares donde no se han hecho evaluaciones de k_{am} se podrán usar para cálculos preliminares los valores de k_f que se conozcan (ver 5.2).

20.2 CANTIDAD DE OXIGENO QUE DEBE SUMINISTRAR EL AERADOR

La cantidad de oxígeno que debe suministrar el aerador depende de la remoción de DBO que se desee obtener en la laguna, y es expresada por la ecuación:

$$O_r = a'' (L_o - L_p) \quad (20-3)$$

en la cual O_r representa la cantidad de oxígeno que debe suministrar el aerador,

a'' es la razón entre el oxígeno suministrado por el aerador y el utilizado en la remoción de la DBO.

Por lo general, O_r se expresa en Kg de O_2 por hora o por día. El valor de a'' al nivel del mar oscila entre 0.7 y 1.4 (ver pág. 93 de ref. 11). Un valor de a'' menor que la unidad implica una fuente complementaria de oxígeno procedente de fotosíntesis (algas) o agitación superficial.

20.3 DETERMINACION DEL RENDIMIENTO DEL AERADOR

De la ref. 10 hemos tomado la siguiente ecuación:

$$N_c = N_f \cdot \left[\frac{C_{sw} - C_L}{C_s} \right] \cdot \alpha \cdot \theta^{(T-20)} \cdot F_A \quad (20-4)$$

en la cual:

N_c = rendimiento del aerador en el campo

N_f = rendimiento del aerador en las pruebas de fábrica

C_{sw} = valor de saturación del OD a la temperatura del agua y elevación de la laguna

C_L = OD de operación que se desea mantener en la laguna aerada

C_s = valor de saturación del OD a 20°C y elevación de la fábrica donde se realizó la determinación de N_f

- α = constante de transferencia de oxígeno al agua residual que llega a la laguna, la cual depende del grado de difusión, de las características mecánicas del equipo, etc.
- θ = coeficiente de reacción de temperatura
- F_A = factor de corrección por altitud que toma en cuenta la diferencia de N_f en la elevación de la fábrica con respecto a la elevación donde se utilizará la laguna
- T = temperatura promedio del agua en °C

Al aplicar la anterior fórmula, se deberá tomar en cuenta que el valor de N_f a usar debe ser certificado por el fabricante del equipo. Para cálculos preliminares, se puede usar un valor de N_f que oscila entre 2 y 3 Kg de O_2 por KWH (potencia neta del aerador), o entre 1.25 y 2 Kg de O_2 por KWH gastados en la potencia bruta o nominal del motor del aerador.

El valor de α está entre 0.8 y 0.9; y el de θ es 1.024.

El valor de F_A debe ser determinado experimentalmente por el fabricante, lo cual se puede hacer trabajando a una presión atmosférica (artificial) igual a la del lugar donde se usará el aerador. Para alturas menores de 1,000 metros, se puede suponer que $F_A = 1$.

20.4 DETERMINACION DE LA POTENCIA REQUERIDA POR EL AERADOR

Se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$Pot_{KW} = \frac{O_r}{N_c} \quad (20-5)$$

Por lo general, O_r se expresa en Kg de O_2 por hora y N_c en Kg de O_2 por KWH.

20.5 REMOCION DE PATOGENOS

Para remoción de patógenos se puede utilizar la ecuación (6-1).

En las evaluaciones que se hagan de la constante de reacción, se podrá llamar k_{bm} a la misma para diferenciarla de k_{ba} y k_{bf} .

Por consiguiente, utilizaremos la ecuación:

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{k_{bm} R + 1} \quad (20-6)$$

XXI ZANJAS DE OXIDACION

Si se observa detenidamente la ecuación (20-4) se podrá apreciar que el rendimiento del aerador (N_c) depende en gran parte de la diferencia $C_{sw} - C_L$.

Lo anterior se puede expresar en palabras diciendo que, una vez que el agua de la laguna ha alcanzado el valor de OD de saturación ($C_L = C_{sw}$) el rendimiento del aerador es nulo (cero).

La observación de este fenómeno llevó a los ingenieros a diseñar las zanjás de estabilización y los "carruseles" (ver Capítulo XXII), en los cuales se aplica la estrategia de tratar de alejar del aerador, el agua que ha quedado saturada (o sobresaturada) de oxígeno, la cual es sustituida por agua con un alto déficit de oxígeno disuelto.

Luego, esta agua pasa por el aerador en forma de escoba giratoria (ver figuras 21.1 y 21.2), y cuando se satura de oxígeno, es alejada del aerador, siguiendo su curso por un canal en el cual existirá un gradiente de oxígeno disuelto que tiene cierta similitud con la curva de incremento del déficit de oxígeno disuelto, que experimenta un río saturado de oxígeno que recibe una descarga orgánica de magnitud importante.

Lo interesante de la zanja es que el agua que ya ha alcanzado un déficit de OD ($C_{sw} - C_L$), a través de su circulación por la zanja, es la que reingresa por el aerador.

El perfeccionamiento de los aeradores y el uso de profundidades de inmersión y de velocidades de rotación óptimas (ver ref. 17 y figuras 21.3 y 21.4) hace que el rendimiento de éstos llegue a cifras tan altas como 3.3 Kg de DBO removido por KWH. Asimismo, mediante control del nivel óptimo de sólidos en suspensión, se ha logrado disminuir notablemente el período de retención.

Las zanjás de oxidación no son otra cosa que una variación del sistema de tratamiento convencional llamado lodos activados, teniendo muchas de las complicaciones y requiriendo el control cuidadoso que estas instalaciones necesitan para poder operar eficientemente. Sin embargo, su mayor simplicidad las ha hecho bastante populares en los países europeos para pequeñas instalaciones. El rendimiento obtenido con aeradores artesanales que se han utilizado en zanjás de oxidación latinoamericanas es del orden de 1 Kg de DBO por KWH.

Debido a la continua circulación del agua, las zanjás de oxidación acumulan un exceso de sólidos en suspensión que debe ser removido periódicamente por medio de un sedimentador. Si se desea un efluente altamente clarificado, éste debe ser pasado a través de un sedimentador antes de la descarga final.

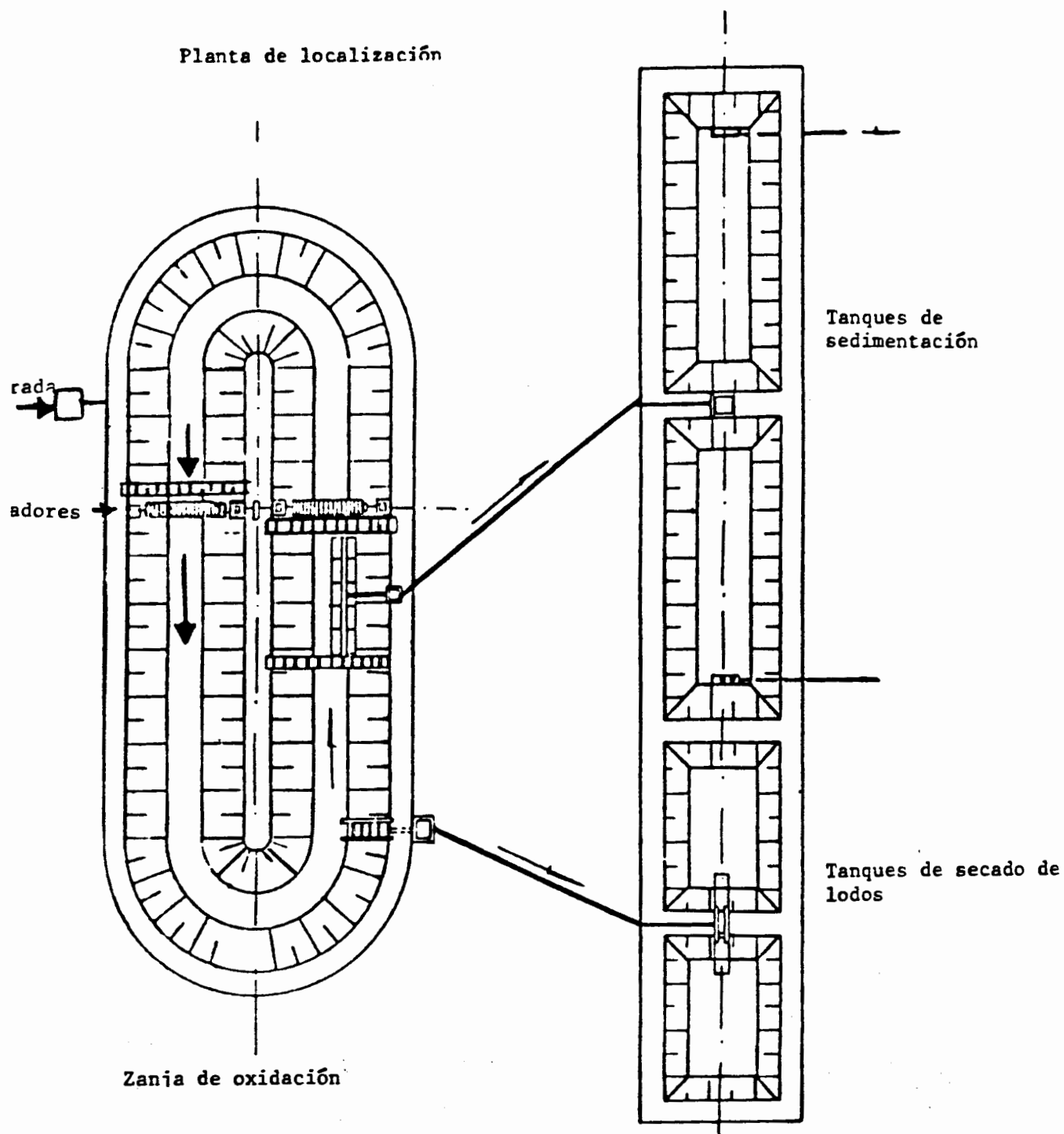
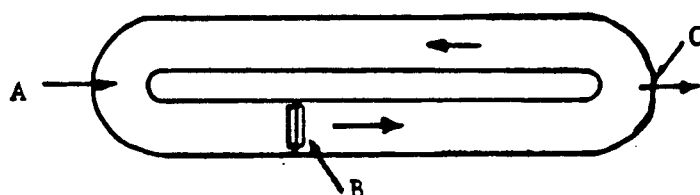


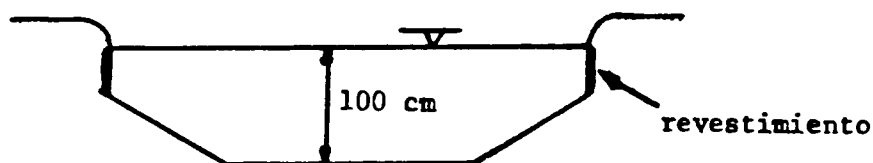
Figura 21.1
VISTA DE PLANTA DE UNA ZANJA DE OXIDACION

M. Lothar Hess
1972



A = entrada; B = aerador; C = salida

a) Planta típica de una zanja de oxidación

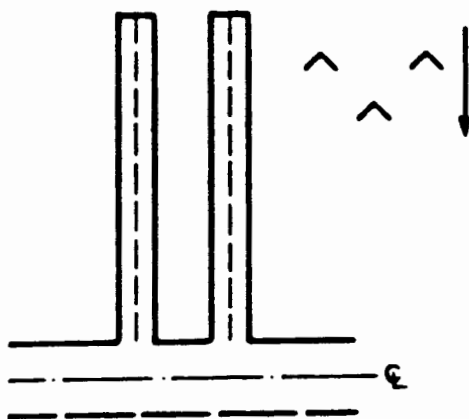


b) Sección típica de una zanja de oxidación

Figura 21.2

PLANTA Y SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA ZANJA DE OXIDACION

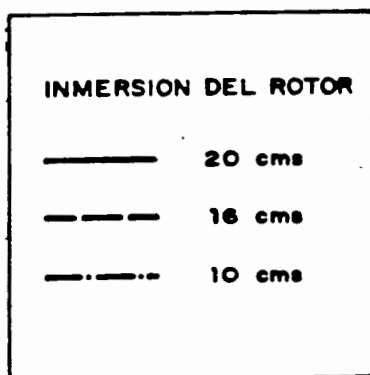
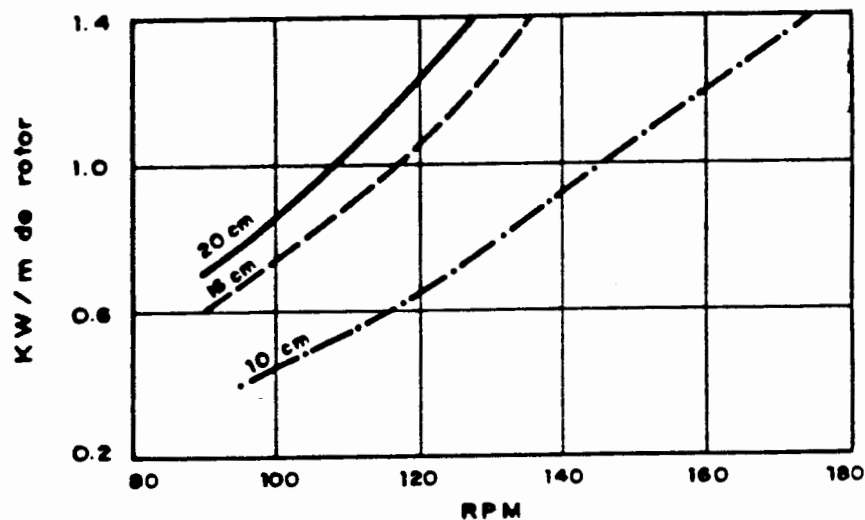
En las instalaciones simples, como la que se muestra en la figura 21.2, se prescinde del sedimentador, y la sedimentación de los lodos se efectúa periódicamente interrumpiendo el movimiento del rotor y dejando decantar los sólidos sedimentables durante una hora, después de la cual se descarga el líquido clarificado. En este tipo de zanjás se dejan provisiones para enviar parte de los lodos sedimentados hacia una cama de secado. No se requiere digestor de lodos, pues éstos han sido digeridos aeróbicamente en la zanja.



DIAMETRO DEL ROTOR 90 cms

Angular de acero de 2 cms.

Relación ancho barras / espacio 1:1.5



R. Sáenz F.
CEPIS - 1984

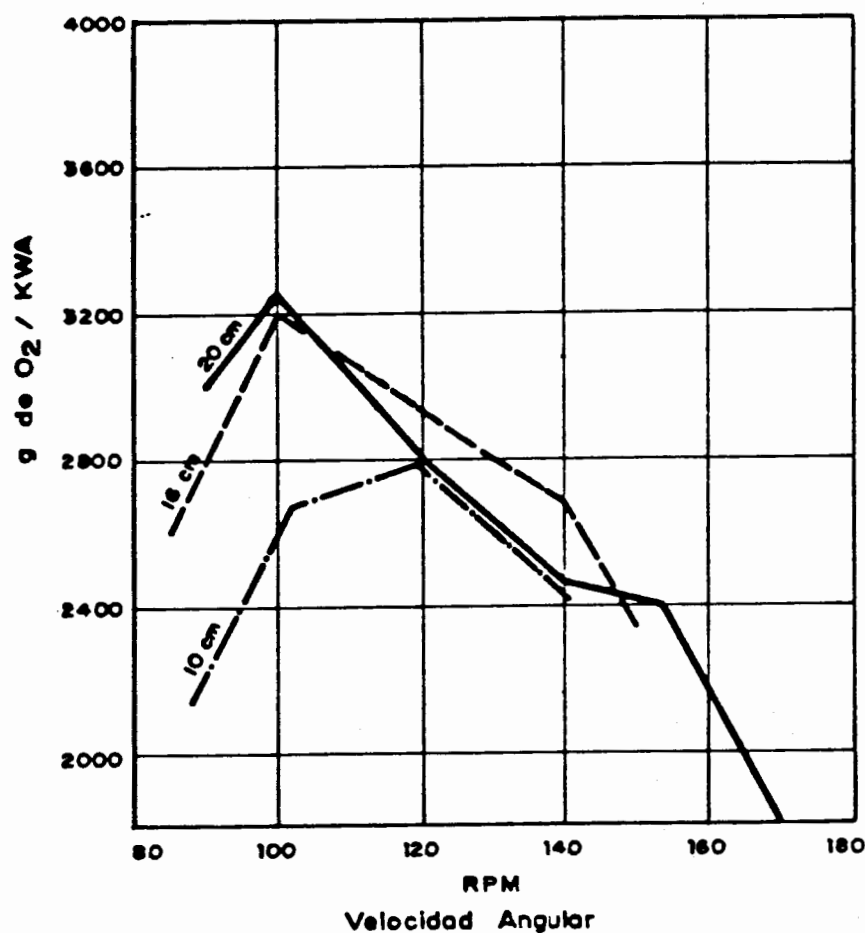
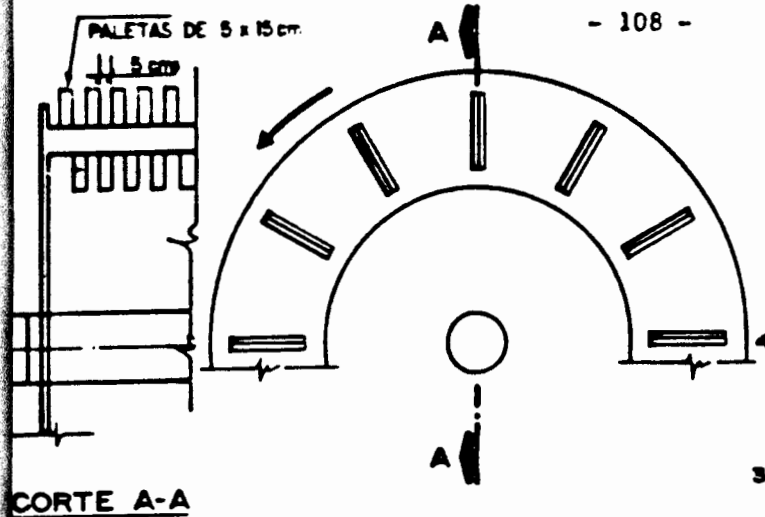


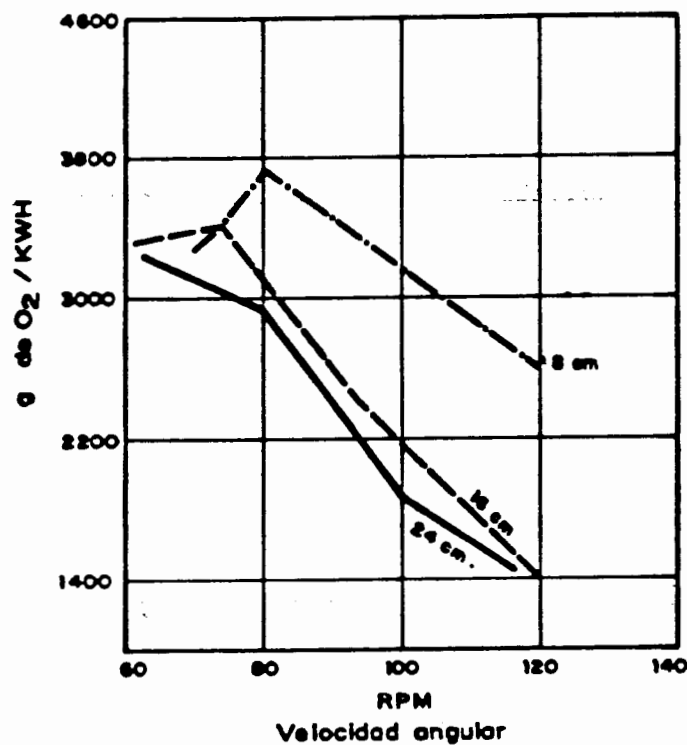
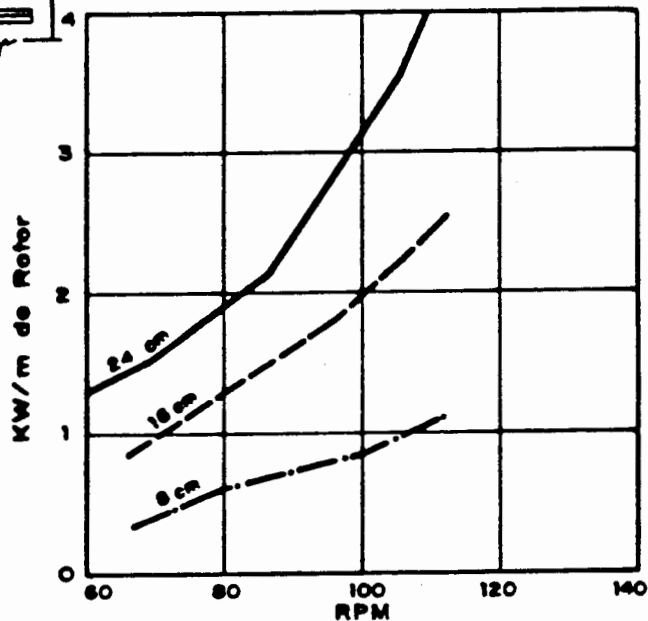
Figura 21.3 : RENDIMIENTO DE UN ROTOR AERADOR DE BARRAS DE ALTA EFICIENCIA
(Ref. 10)



DIAMETRO DEL ROTOR 70 cm.

Paletas rectangulares de 5x15 cms.

Espaciamiento 5 cms.



R. Sáenz F.
CEPIS - 1984

Figura 21.4 : RENDIMIENTO DE UN ROTOR AERADOR DE PALETAS DE ALTA EFICIENCIA
(Ref. 10)

21.1 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ZANJAS DE OXIDACION

21.1.1 Diseño preliminar

Este diseño se puede hacer en base a:

- a) Carga volumétrica en $\frac{\text{Kg DBO entrados/día}}{\text{Volumen zanja (m}^3\text{)}}$
- b) Factor de carga = L_s

El valor de a) se puede variar desde 0.16 hasta 0.5 aunque se recomienda 0.25 en general.

El valor b) es la llamada carga de lodo o factor de carga propiamente dicho. Este se fija en:

$$L_s = 0.05 = \frac{\text{Kg DBO/día}}{\text{Kg SSLM}}$$

SSLM = sólidos suspendidos en el líquido mezclado

Los Kg de SSLM son calculados como el producto de los sólidos suspendidos totales en el tanque de aeración (SSTA) por el volumen del mismo (zanja).

Si se llama V al volumen del aerador en m^3 y L a la carga recibida en Kg DBO/día se tiene:

$$\text{a) } \frac{L}{V} = 0.25 \quad (21-1)$$

$$\text{b) } \frac{L}{\text{SSTA} \times V} = 0.05 \quad (21-2)$$

si el valor de SSTA se toma en Kg de lodos (secos) por m^3 (o sea $\frac{\text{mg/l}}{1000} = \text{Kg/m}^3$).

En consecuencia de esas relaciones se tendría un valor de SSTA de 5 Kg/m^3 . Este valor puede variar entre 4 y 8, por lo que al variar $\frac{L}{V}$ se puede ajustar el volumen de la zanja.

La profundidad de agua en la zanja está comprendida entre 0.85 m y 1.25 m; en general se asume 1.20 m.

21.1.2 Diseño cinético

Las ecuaciones fundamentales son:

$$\frac{dX}{dt} = Y \frac{dF}{dt} - k_d X \quad (21-3)$$

$$\frac{dF}{dt} = \frac{k X S}{S^* + S} \quad (21-4)$$

donde:

$\frac{dX}{dt}$	Tasa neta de crecimiento de microorganismos (gr/l.día)
$\frac{dF}{dt}$	Tasa de utilización del sustrato (alimento) por los microorganismos (gr/l.día)
Y	Coefficiente de crecimiento (gr/gr) donde el numerador es la masa de microorganismos y el denominador de masa de sustrato
K_d	Tasa de mortalidad de microorganismos (día ⁻¹)
X	Concentración de microorganismos (gr/l)
k	Tasa máxima de utilización del sustrato por unidad de peso de microorganismos (día ⁻¹)
S*	Concentración del sustrato para la cual la tasa de utilización del mismo por unidad de peso de microorganismos es la <u>mitad</u> de la tasa máxima (gr/l)
S	Concentración del sustrato que rodea los microorganismos (gr/l)

Poniendo la ecuación (21-3) en incrementos se tiene, dividiendo por X:

$$\frac{1}{X \frac{\Delta X}{\Delta t}} = Y \frac{\Delta F / \Delta t}{X} - k_d$$

Al valor $\frac{X}{\Delta X / \Delta t}$ se le llama t_s y representa la edad del lodo.

Se ve que X es la masa microbiana total activa y $\Delta X / \Delta t$ es la cantidad de masa microbiana extraída diariamente del sistema. Esta cantidad incluye los sólidos microbianos purgados a propósito así como los perdidos en el efluente.

Se reconoce además que

$$\frac{\Delta F}{\Delta t} \times \frac{1}{X} \text{ es el factor de carga.}$$

En la figura 21.5 se presenta el caso de una zanja (supuesta completamente mezclada) con sedimentador, recirculación de lodos y descarga al lecho de secado.

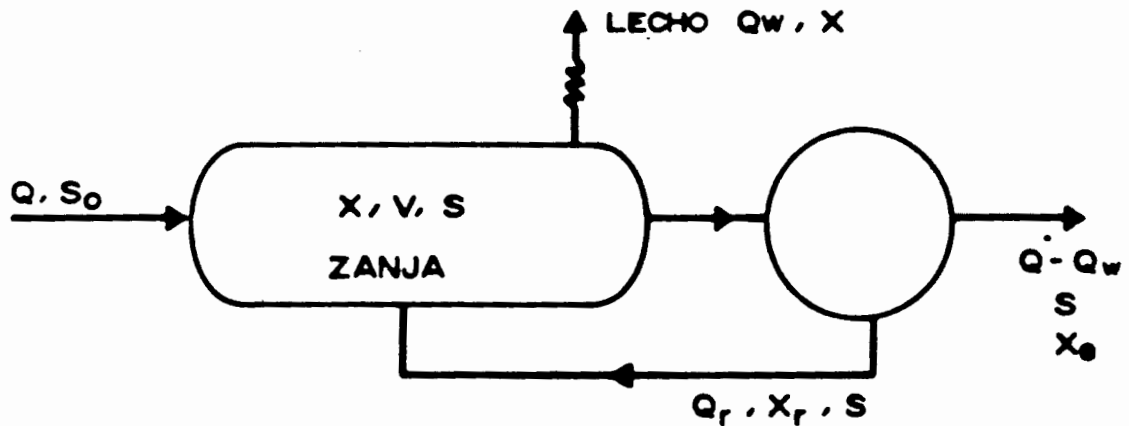


Figura 21.5

ZANJA CON SEDIMENTADOR, RECIRCULACION
DE LODOS Y DESCARGA AL LECHO DE SECADO

Si, como indica la figura 21.5 la concentración de microorganismos en el efluente es X_e , es fácil probar que:

$$t_s = \frac{VX}{Q_w X + (Q - Q_w) X_e}$$

lo cual es, a efectos prácticos, $t_s = \frac{V}{Q_w}$

$$\text{y además: } S = \frac{K_s (1+K_d \theta_c)}{t_s (Yk-k_d) - 1}$$

$$X = \frac{t_s \times Q}{V} \times \frac{Y (S_0 - S)}{1+k_d t_s}$$

$$\text{o sea } \frac{XV}{t_s} = \frac{Q Y (S_0 - S)}{1+K_d t_s} = \frac{\Delta X}{\Delta t}$$

y pueden calcularse V y la producción diaria de lodos $\frac{KV}{t_s}$

Dejando fija la relación alimento/microorganismos puedo controlar el proceso mediante la edad del lodo.

Valores recomendados para aguas residuales domésticas son:

k 5.6 (día⁻¹)

k_d Entre 0.04 y 0.1 (decreciendo con edad del lodo)

Y 0.5 a 0.7 $\left(\frac{\text{mg S.S. volátiles}}{\text{mg substrato}} \right)$

S* 22 (mg/l)

debiendo, para aguas residuales no típicas o industriales efectuarse ensayos para hallar valores de esos parámetros.

21.2 AERADORES O ESCOBAS ROTATORIAS (ROTORES)

Estos aeradores se construyen de muy diversos materiales, entre ellos, placas metálicas de material inoxidable, cerdas de materiales naturales y sintéticos, madera, etc.

Las dimensiones más comunes para los rotores son las siguientes:

Longitud	de 1.00 a 4.50 m
Diámetro	de 0.40 a 0.70 m
Profundidad de inmersión	de 0.05 a 0.25 m
Velocidad angular	de 75 a 125 revoluciones por minuto

En las figuras 21.3 y 21.4 se suministran datos sobre los rendimientos de estos aeradores tomados de la experiencia holandesa (Pasveer, Baars, Muskat) sobre modelos más perfeccionados que las primeras escobas de Kessener.

La capacidad de abastecimiento de oxígeno a estos rotores es de 3.5 a 7 Kg por hora por metro de rotor. Se utilizan de 1 a 2 metros de rotor por cada 200 m³ de líquido, aunque ello puede variar en función de la concentración de DBO, las características del rotor y el tiempo efectivo de funcionamiento. En general se toma que las necesidades de oxígeno son 2.25 Kg de oxígeno por Kg de DBO en el afluente. En algunas instalaciones, el consumo anual de energía es del orden de 20 KWH por habitante.

21.3 EFICIENCIA DE LAS ZANJAS DE OXIDACION

Este método de tratamiento permite lograr eficiencias del orden del 90% en la remoción de la DBO. La eficiencia en la remoción de los sólidos depende en gran parte de la mayor o menor atención que se le dé a la etapa de sedimentación.

La remoción de bacterias depende también de la eficiencia en remoción de sólidos en la etapa de sedimentación.

La remoción de bacterias por simple retención es muy baja debido al período de retención corto, como se puede verificar con la ecuación (20-6).

XXII REACTORES DE FLUJO ORBITAL O "CARRUSELES"

Son reactores para el tratamiento de aguas residuales que procuran combinar las ventajas de la laguna aerada con la zanja de oxidación. Sin embargo, difieren de las zanjas en que el agua se desplaza por la zanja en virtud del flujo orbital que el aerador le impone al líquido.

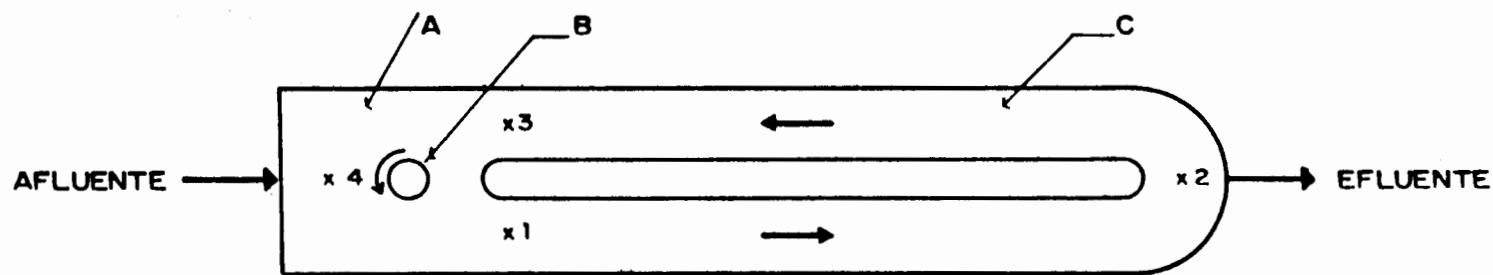
El agua que sale de la zona aerada entra a la zanja casi saturada de oxígeno, y éste va siendo consumido en un régimen de flujo a pistón en la zanja. Obviamente, a lo largo de la zanja hay un gradiente de OD, y por consiguiente el agua que reingresa a la laguna aerada, tiene un OD bajo, lo que aumenta la eficiencia del proceso de aeración, según la ecuación (20-4).

El cálculo de la laguna aerada se puede hacer con las mismas ecuaciones suministradas en el Capítulo XX, ya que éstas toman en cuenta el mayor rendimiento logrado a través de la zanja en la expresión ($C_{sw} - C_L$). Estimaciones del rendimiento mismo de la zanja se pueden hacer en base a la ecuación sobre remoción de DBO bajo flujo a pistón que se presenta en el Capítulo VII (ver ecuación 7-1).

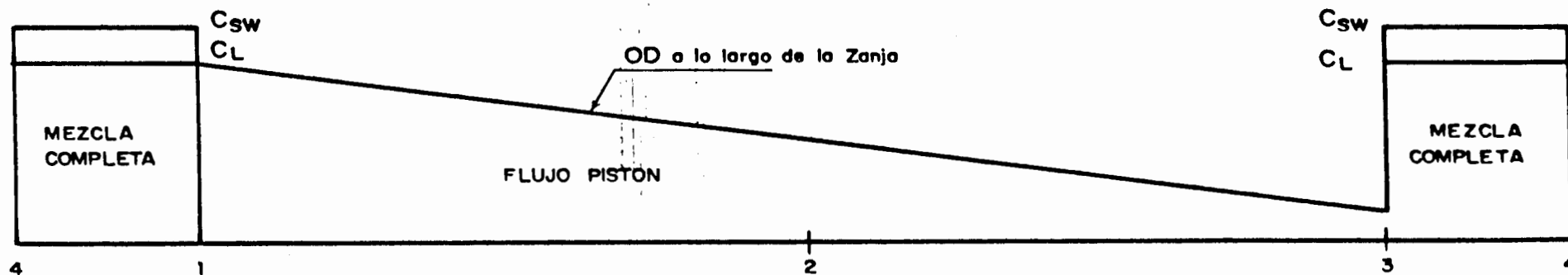
En cuanto a la remoción de patógenos, para este reactor vale lo dicho al respecto para las lagunas aeradas y las zanjas de oxidación.

En la figura 22.1 se ilustra en forma esquemática un reactor de flujo orbital y el perfil de OD que sucede en el mismo.

A = LAGUNA AERADA ; B = AERADOR ; C = ZANJA DE OXIDACION



a) PLANTA DE UN REACTOR DE FLUJO ORBITAL O "CARRUSEL"



b) PERFIL DE OD A LO LARGO DE LA ZANJA

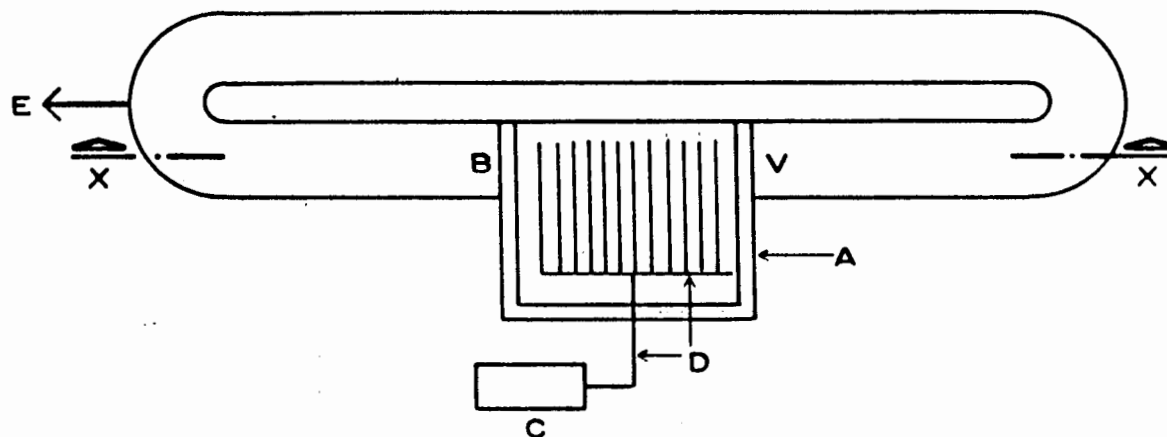
Figura 22.1 : REACTOR DE FLUJO ORBITAL O "CARRUSEL"

OCTAVA PARTE

PRESENTACION DE OTROS MODELOS
PARA REMOCION DE CARGA ORGANICA
EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Es del caso mencionar que se obtiene una remoción de nutrientes al ser llevado el oxígeno a valores bajos antes de ser recibida el agua otra vez en la zona donde está el equipo. Esto es fácil de explicar por la demanda de oxígeno que se ejerce en los nitratos aunque no con el fósforo, a pesar que se obtienen reducciones de ambos.

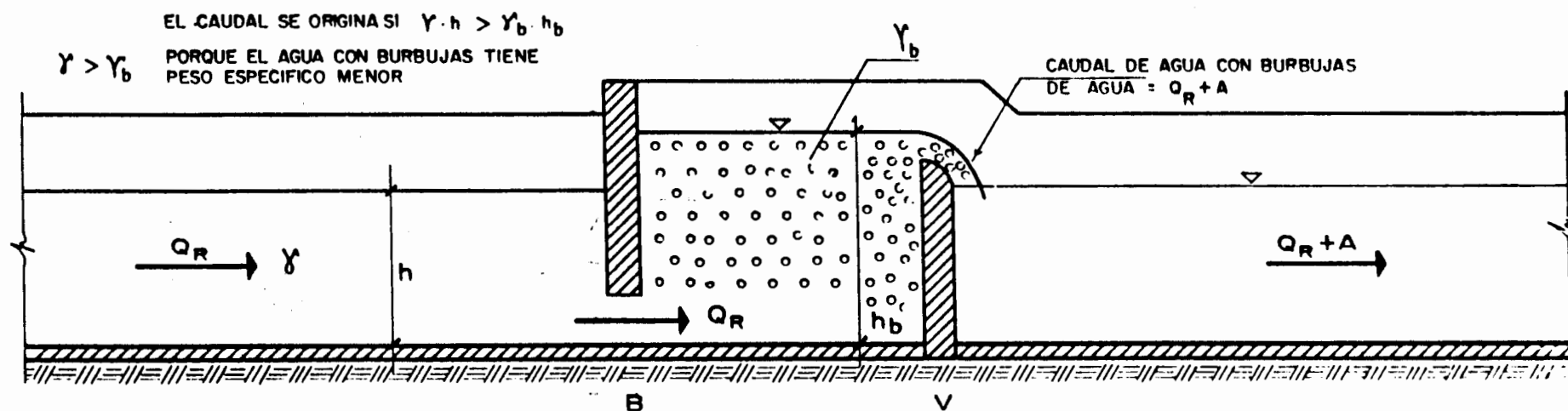
Existe la posibilidad de construir un sistema de tratamiento semejante al "carrusel" pero utilizando aire comprimido difundido en el agua, en vez de un aerador. En este caso, el agua se desplazaría por la zanja de oxidación - no por un flujo orbital - sino impulsada por una diferencia de potencial hidráulico que provoca que el agua mezclada con aire rebalse un vertedero, tal como se muestra en la figura 22.2. La posibilidad de desplazar el agua en un canal mediante aire comprimido, ha sido experimentada por el autor de este manual. No así las posibles ventajas o rendimiento del método. Por consiguiente, esta idea se presenta únicamente por si alguno de los lectores tuviera interés en experimentar con ella.



- A = AFLUENTE
- B = MURO RETENEDOR DEL AGUA MEZCLADA CON AIRE
- C = COMPRESOR
- D = DIFUSOR DE AIRE COMPRIMIDO
- E = EFLUENTE
- V = VERTEDERO
- Q_R = CAUDAL DE RECIRCULACION

R 5600-1
CEPIS-12M4

a) PLANTA DE UN "CARRUSEL" ACCIONADO POR AIRE COMPRIMIDO



b) SECCION X-X MOSTRANDO LOS FUNDAMENTOS DE FUNCIONAMIENTO DEL "CARRUSEL" ACCIONADO POR AIRE COMPRIMIDO

Figura 22.2 : CARRUSEL ACCIONADO POR AIRE COMPRIMIDO

XXIII DISEÑO POR TASA DE TRABAJO O DISEÑO POR CARGA SUPERFICIAL

El diseño por tasa de trabajo fue el primero que se utilizó para las lagunas de estabilización, y continúa siendo un método muy utilizado por los proyectistas de lagunas. Consiste en construir un sistema de lagunas experimentales o "piloto", como las que se muestran en la figura 16.1, y mediante evaluación de su comportamiento, determinar una tasa de trabajo " i_c " que garantice un rendimiento aceptable. Se utiliza la ecuación

$$A = \frac{L_o}{i_c} \quad (23-1)$$

donde:

A = área de la laguna

i_c = tasa de trabajo de la laguna en Kg de DBO_5 /Ha x día

L_o = DBO_5 del afluente en Kg de DBO_5 /día

Aplicando este método, la altura o profundidad de la laguna se escoge por especificación, siendo entre 1 y 2 metros para lagunas facultativas; y entre 2 y 4 metros para anaeróbicas.

Para alturas menores de 1,000 metros, la tasa de trabajo " i_c " oscila entre 150 y 350 Kg/Ha/día para lagunas facultativas. Para las lagunas anaeróbicas se prefiere usar la carga expresada en Kg $DBO/100 \text{ m}^3/\text{día}$.

Experiencias realizadas en EE.UU. e Israel hacen variar esta tasa entre 5 y 25 Kg $DBO/100 \text{ m}^3/\text{día}$ con reducciones esperadas entre 50 y 80%.

En muchos casos de líquidos industriales de la industria alimenticia, las lagunas anaeróbicas se calculan con recirculación, especialmente para altas tasas (mayores de 15 Kg $DBO/100 \text{ m}^3/\text{día}$).

Para ello se puede usar la expresión:

$$QR = \left[\frac{X_o + Y_o (N_o - N_1)}{X_1} - \left(1 + \frac{K_D N_o}{2.50} \right) \right] \times \frac{Q \times 250}{K_D N_1}$$

donde:

- X_0 Sólidos suspendidos volátiles, líquido crudo (ppm)
 X_1 Sólidos suspendidos volátiles, digestor o laguna (ppm)
 N_0 $DBO_{5,20^\circ}$ líquido crudo (ppm)
 N_1 $DBO_{5,20^\circ}$ del líquido efluente del digestor (ppm)
 Q Caudal afluente ($m^3/día$)
 QR Caudal de recirculación ($m^3/día$)
 K_D Tasa específica de degradación ($día^{-1}$)
 Y_0 Masa de organismos producidos por masa decrecida de nutrientes (sin dimensiones)

En líquidos crudos procedentes de frigoríficos se puede usar a $20^\circ C$

$$Y_0 = 0.32$$

$$K_D = 0.07$$

y corregir con el factor $(1.06)^{T-20}$ a otras temperaturas. Se deben adoptar los valores N_1 y X_1 en función de los procesos complementarios de tratamiento y de los propios límites que impone la ecuación de R (ver ref. 26).

XIV MODELOS USADOS PARA LAGUNAS FACULTATIVAS

Durante los primeros años de las lagunas de estabilización, se proyectaron casi exclusivamente lagunas facultativas. Esto se debió a que se usaron tasas de trabajo muy bajas, pues se aplicaron las lagunas en zonas donde el terreno era abundante (Texas, las Dakotas, etc. en EE.UU.). Los buenos resultados con una sola laguna sometida a una tasa de trabajo baja (menor de 40 Kg de $DBO_5/Ha/día$) hizo que por algún tiempo se generalizara el diseño consistente en una laguna facultativa única.

A continuación, se presentan algunos de los modelos utilizados para diseñar lagunas facultativas, algunos de los cuales todavía compiten en uso con el presentado en el párrafo 5.2, ecuación (5-4). Los modelos aquí presentados se refieren a remoción de carga orgánica.

24.1 MODELO DE GLOYNA

De la ref. 11 hemos tomado la siguiente ecuación propuesta por el Dr. E.F. Gloyna:

$$V = (3.5 \times 10^{-5}) N q L_u \times 1.085^{(35-T)} \quad (24-1)$$

en la cual:

- V = volumen de la laguna en m³
 N = número de personas que aportan agua residual a la laguna
 q = producción de agua residual en litros por persona por día
 T = temperatura media del agua en el mes más frío
 L_U = DBO_U en mg/l. $L_U = L_O / (1 - e^{-5K})$

Utilizando una profundidad entre 1 y 2 m, se puede determinar el área de la laguna. La eficiencia esperada está entre el 85 y el 95% en remoción de DBO₅.

24.2 METODO OSWALD & GOTAAS MODIFICADO POR R. SAENZ

De la ref. 8 se ha tomado la siguiente ecuación:

$$A = \frac{h_e Q (L_O - L_P - L_S)}{10^5 F S_e P (1 - e^{-5K})} \quad (24-2)$$

en la cual:

- A = área de la laguna en hectáreas
 Q = caudal afluente en m³/día
 L_O = DBO₅ del afluente en mg/l
 L_P = DBO₅ del efluente en mg/l
 L_S = DBO₅ de los sólidos sedimentables del afluente en mg/l
 e = base de logaritmos neperianos
 K = constante de reacción de la DBO a 20°C
 h_e = energía acumulada en la materia orgánica fotosintetizada, en calorías por mg de materia volátil. El valor encontrado para este parámetro es de 6.0 calorías por mg, al nivel del mar
 F = factor que expresa la eficiencia de la fotosíntesis en el aprovechamiento de la energía. El valor encontrado para este parámetro al nivel del mar es de 0.04 (4%).
 S_e = insolación visible en Langleys por día (calorías/cm² x día). El valor de "S_e" depende de la latitud y de la altura.

A nivel del mar, los valores mínimos anuales de " S_e " para diferentes latitudes son (en forma aproximada):

Latitud grados	S_e <u>Langleys por día</u>
0	103
5	116
10	129
15	140
20	120
25	96
30	70
35	43
40	24
50	7
60	0

La tabla anterior ha sido preparada en base a información del U.S. Weather Bureau. Corresponde a radiaciones entre 4,000 y 7,000 u. armstrong, que son las que penetran la capa fotosintética de una laguna de estabilización facultativa.

P = relación entre el peso total del oxígeno liberado por las algas y el peso de la materia orgánica fotosintetizada. El valor encontrado para P al nivel del mar es de 1.58.

Para más detalles sobre el uso de este método, se recomienda ver la ref. 21.

Aunque el método original de Oswald & Gotaas propone una profundidad de laguna basada en la penetración de la luz solar, el método modificado aquí propuesto establece que la profundidad debe estar entre 1 y 2 m.

La ecuación (24-2) se utiliza en combinación con la ecuación (5-3) si se desea determinar L_p con base en una eficiencia especificada.

Para los valores dados de h_e , F, P, y $K = 0.39 \text{ días}^{-1}$

$$A = \frac{Q (L_o - L_p - L_s)}{904 S_e} \quad (24-3)$$

NOVENA PARTE

EJEMPLOS ILUSTRATIVOS

XXV CALCULO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION UTILIZANDO DIFERENTES MODELOS DE DISEÑO

EI 1 CALCULO DE UNA LAGUNA FACULTATIVA PRIMARIA POR DIFERENTES METODOS

Se desea diseñar una laguna de estabilización facultativa para una población de 10,000 habitantes. El caudal de aguas servidas es de 300 litros por habitante por día. La DBO_5 es de 54 g por habitante por día. Se desea una remoción de DBO_5 del 90%. Verifique la remoción de coliforme fecal correspondiente al diseño que le dé el mayor valor de R. Temp. agua mes más frío = 20°C.

a) Diseño por tasa de trabajo

$$i_c = 150 \text{ Kg de } DBO/Ha \times \text{día (Ver XXIII)}$$

$$L_o = 54 \times 10^{-3} \times 10^4 = 540 \text{ Kg } DBO_5/\text{día}$$

$$A = \frac{L_o}{i_c} = \frac{540}{150} = 3.6 \text{ Ha}$$

Se usará una profundidad de 1.5 m

$$V = 1.5 \times 3.6 \times 10^4 = 5.4 \times 10^4 = 54,000 \text{ m}^3$$

$$Q = 300 \times 10^{-3} \times 10^4 = 3,000 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$R = V/Q = 54,000/3,000 = 18 \text{ días}$$

b) Diseño basado en la cinética del proceso (ecuación 5-4)

$$\text{Si eficiencia} = 90\%; \text{ por (5-3): } L_p/L_o = 0.1; L_o/L_p = 10$$

$$L_p/L_o = 0.10 ; k_f = 0.35 \text{ días}^{-1} \quad (\text{ver 5.2})$$

$$R = \left[(L_o/L_p) - 1 \right] / k_f \quad (5-5)$$

$$R = (10 - 1)/0.35 = 9/0.35 = 25.7 \text{ días}$$

$$V = Q R = 3,000 \times 25.7 = 77,100 \text{ m}^3$$

Si la profundidad es de 1.5 m

$$A = 77,100/1.5 = 51,400 \text{ m}^2 = 5.14 \text{ Ha}$$

c) Diseño basado en el método de Gloyne

$$V = (3.5 \times 10^{-5}) N q L_u \times 1.085^{(35-T)} \quad (25-1)$$

$$N = 10^4$$

$$q = 300$$

$$L_u = (54/300) \times 10^3 / (1 - e^{-5K}) = L_o / (1 - e^{-5K})$$

$$\text{De 9.2.1., } K = 0.39 \text{ días}^{-1}$$

$$L_u = 180 / (1 - e^{-1.95}) = 180 / 0.858 = 210 \text{ mg/l}$$

$$V = 3.5 \times 10^{-5} \times 10^4 \times 300 \times 210 \times 1.085^{15}$$

$$V = 74,964 \text{ m}^3$$

Si la profundidad es de 1.5 m

$$A = 74,964 / 1.5 = 49,976 \text{ m}^2 = 5.0 \text{ Ha}$$

$$R = V/Q = 74,964 / 3,000 = 25.0 \text{ días}$$

- d) Diseño basado en el método Oswald & Gotaas modificado. Suponer latitud = 10°

$$A = \frac{h_e Q (L_o - L_p - L_s)}{10^5 F S_e P (1 - e^{-5K})} \quad (25-2)$$

$$\text{De (c), si } K = 0.39; (1 - e^{-5K}) = 0.858$$

$$h_e = 6.0$$

$$F = 0.04$$

$$S_e = 129 \text{ (de tabla en 25.2)}$$

$$P = 1.58$$

$$Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$L_o = 180 \text{ mg/l}$$

$$L_p = 10\% L_o = 18 \text{ mg/l}$$

$$L_s = 30\% L_p = 54 \text{ mg/l}$$

$$A = \frac{6.0 \times 3.000 (180 - 18 - 54)}{10^5 \times 0.04 \times 129 \times 1.58 \times 0.858} = \frac{18 \times 108}{4 \times 174.8}$$

$$A = 2.8 \text{ Ha} = 28.000 \text{ m}^2$$

Si la profundidad es 1.5 m

$$V = 27.800 \times 1.5 = 41.700 \text{ m}^3$$

$$R = V/Q = 41.700/3.000 = 13.9 \text{ días}$$

Resumen de los resultados:

	<u>h en m</u>	<u>A en Ha</u>	<u>R en días</u>	<u>i en Kg DBO₅/Ha x día</u>
a)	1.5	3.6	18.0	150
b)	1.5	5.1	25.7	106
c)	1.5	5.0	25.0	108
d)	1.5	2.8	13.9	193

d) Se verificará la remoción de coliforme fecal para $R = 25.7$ y $K_{bf} = 1.5$

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{K_{bf} R + 1}$$

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{1.5 \times 25.7 + 1} = \frac{1}{39.55} = 0.0253$$

La eficiencia en remoción de coliformes fecales será del 94.47%. ?

f) Para aplicar los resultados obtenidos en CEPIS (ver 5.2) se comenzará por la aplicación de la (5-8). Esto resulta en:

$$L_{at} = 357.4 \text{ Kg/Ha/día}$$

ya que la temperatura es 20°C. Entonces, el valor mínimo de área es

$$A = \frac{540}{357.4} = 1.51 \text{ Ha}$$

y con 1.50 m de profundidad la laguna tendría un volumen de:

$$1.5 \times 1.51 \times 10^4 = 22.650 \text{ m}^3 \quad \text{con un}$$

$$R = \frac{22.650}{3.000} = 7.55 \text{ días}$$

Esta laguna estaría en el límite de volverse anaeróbica. Para control de protozoarios y helmintos se aconseja que $R \geq 10$ días en lagunas primarias.

Con valor de eficiencia 90% exigido no puede adoptarse $R = 10$ días ya que daría:

$$E = 100 \left(1 - \frac{1}{K_f R + 1} \right) = 100 \left(1 - \frac{1}{0.35 \times 10 + 1} \right)$$

y entonces $E = 77.8\%$ tomando $K_f = 0.35 \text{ día}^{-1}$

Para dimensionar de acuerdo a las experiencias del CEPIS, habría que adoptar dos objetivos, o sea agregar a la eficiencia de remoción de DBO de 90% la eficiencia bacteriológica que se desee, por ejemplo 99%.

Para el caso de remoción de DBO, adoptando la ya calculada de $R = 25.7$ días, se tendrían los valores de parámetros para verificar la eficiencia bacteriológica, con excepción del factor de dispersión.

Aplicando la (5-10) se tiene:

$$\text{Para } d = 1$$

$$a = \sqrt{1 + 4 \times 0.84 \times 25.7} = 9.34$$

ya que la ecuación (5-9) dice que $K_{bt} = 0.84$ para $T = 20^\circ\text{C}$

$$\text{Entonces } \frac{N_P}{N_O} = \frac{4 \times 9.34 \times e^{0.5}}{(1 + 9.34)^2 e^{9.34/2} - (1 - 9.34)^2 e^{-9.34/2}}$$

$$\text{o sea } \frac{N_P}{N_O} = 0.0054$$

$$\text{y } E = 100 (1 - 0.0054) = 99.46\%$$

Es fácil comprobar que para $d = 1$ y $R = 10$ días, resultaría una eficiencia bacteriológica de 95.66%.

También puede comprobarse que para $d = 0.5$ y con $R = 25.7$ días resulta:

$$a = 6.65 \quad \text{y} \quad \frac{N_P}{N_O} = 7.55 \times 10^{-4}$$

lo que resulta en una eficiencia de

$$E = 100 (1 - 0.000755) = 99.92\%$$

El 2. PRONOSTICO DEL RENDIMIENTO DE UN SISTEMA DE LAGUNAS "PILOTO"

La figura 16.1 representa un sistema de lagunas experimentales, construido con el propósito de evaluar el comportamiento de las mismas en un clima determinado.

Con el fin de evaluar el rendimiento de lagunas primarias (tanto facultativas como anaeróbicas) se ha dividido en dos partes iguales el caudal que procede de una población de 4,000 habitantes, el cual tiene un valor (en el día promedio) de $1,200 \text{ m}^3/\text{día}$. La DBO_5 es de 180 mg/l . El NMP de coliformes fecales del crudo es de 10^8 por 100 ml . Determine la DBO y el NMP de coliformes del agua tratada que sale por las obras de arte N° 5 (lagunas A-B-C) y N° 10 (lagunas D-E-F-G).

El valor supuesto de las constantes de reacción (que será verificado experimentalmente) es:

$$k_a = 6.0; n = 4.8; k_{ba} = 1$$

$$k_f = 0.35; k_{bf} = 1.5$$

Las profundidades de las lagunas se muestran en la figura 16.1.

Las dimensiones de las lagunas B, C, D, F y G son 30 x 30 m (al nivel medio del tirante de agua). La laguna A mide 100 x 30 m y la E 60 x 30 m. La temperatura media del mes más frío es de 20°C.

SOLUCION

Laguna A (facultativa primaria)

$$V_A = 100 \times 30 \times 2 = 6,000 \text{ m}^3$$

$$Q = (1/2) \times 1,200 = 600 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$R_A = V_A/Q = 6,000/600 = 10 \text{ días}$$

$$y_c = 180 \text{ mg/l} \times 0.6 \times 10^6 \text{ l/día} = 108 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

$$A_A = 30 \times 100 = 3,000 \text{ m}^2 = 0.3 \text{ Ha}$$

$$i = \frac{y_c}{A} = \frac{108}{0.3} = 360 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha} \times \text{día}$$

$$L_o = 180 \text{ mg/l}$$

Utilizando la ecuación (5-4):

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{1}{k_f \times R + 1} = \frac{1}{0.35 \times 10 + 1} = 0.2222$$

$$L_p = L_o \times 0.2222 = 180 \times 0.2222 = 40.0 \text{ mg/l}$$

$$N_o = 10^8 \text{ coli/100 ml}$$

Utilizando la ecuación (6-3):

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{k_{bf} R + 1} = \frac{1}{1.5 \times 10 + 1} = \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$N_p = 10^8 \times 0.0625 = 6.25 \times 10^6$$

Nota: En el diseño de las lagunas siguientes se ignorará la percolación, infiltración, precipitación y evaporación por haberse supuesto que su balance en el mes considerado es cero.

Laguna B (facultativa secundaria)

$$V_B = 30 \times 30 \times 2 = 1,800 \text{ m}^3$$

$$Q = 600 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$R_B = V_B/Q = 1,800/600 = 3 \text{ días}$$

$$y_c = 40.0 \text{ mg/l} \times 0.6 \times 10^6 \text{ l/día} = 24.0 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

$$A_B = 30 \times 30 = 900 \text{ m}^2 = 0.09 \text{ Ha}$$

$$i = \frac{y_c}{A} = \frac{24.0}{0.09} = 267 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha} \times \text{día}$$

$$L_o = 40.0 \text{ mg/l}$$

Utilizando la ecuación (5-4):

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{1}{k_f R + 1} = \frac{1}{0.35 \times 3 + 1} = \frac{1}{2.05} = 0.4878$$

$$L_p = 0.4878 \times 40.0 = 19.5 \text{ mg/l}$$

$$N_o = 6.25 \times 10^6 \text{ Coli/100 ml}$$

Utilizando la ecuación (6-3):

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{k_{bf} R + 1} = \frac{1}{1.5 \times 3 + 1} = \frac{1}{5.5} = 0.1818$$

$$N_p = 6.25 \times 10^6 \times 0.1818 = 1.14 \times 10^6$$

Laguna C (de acabado - terciaria)

Es igual a la B. Por consiguiente:

$$L_p = 19.5 \times 0.4878 = 9.52 \text{ mg/l}$$

$$N_p = 0.1818 \times 1.14 \times 10^6 = 2 \times 10^5$$

Respuesta a) por la obra de arte N°5 sale un efluente con 9.52 mg/l de DBO₅ y 2×10^5 coliformes fecales/100 ml

Laguna D (anaeróbica - primaria)

$$V_D = 30 \times 30 \times 4 = 3,600 \text{ m}^3$$

$$Q = 600 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$R_D = V_D/Q = 3,600/600 = 6 \text{ días}$$

$$y_c = 108 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

$$A_D = 30 \times 30 = 900 \text{ m}^2 = 0.09 \text{ Ha}$$

$$i = \frac{y_c}{A} = \frac{108}{0.09} = 1,200 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha} \times \text{día}$$

$$L_o = 180 \text{ mg/l}$$

Utilizando la ecuación (5-1):

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{1}{k_m(L_p/L_o)^n R + 1} = \frac{1}{6.0(L_p/L_o)^{4.8} \times 6 + 1}$$

$$\frac{L_p}{L_o} = 0.4814$$

$$L_p = 180 \times 0.4814 = 86.65 \text{ mg/l}$$

$$N_o = 10^8 \text{ Coli}/100 \text{ ml}$$

Utilizando la ecuación (6-2):

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{k_{ba} \times R + 1} = \frac{1}{1 \times 6 + 1} = \frac{1}{7} = 0.1429$$

$$N_p = 10^8 \times 0.1429 = 1.43 \times 10^7$$

Laguna E (facultativa - secundaria)

$$V_E = 30 \times 60 \times 2 = 3,600 \text{ m}^3$$

$$Q = 600 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$R_E = V_D/Q = 3,600/600 = 6 \text{ días}$$

$$y_c = 86.65 \text{ mg/l} \times 0.6 \times 10^6 \text{ l/día} = 52.0 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

$$A_E = 30 \times 60 = 1,800 \text{ m}^2 = 0.18 \text{ Ha}$$

$$i = \frac{y_c}{A} = \frac{52.0}{0.18} = 288.8 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha} \times \text{día}$$

$$L_o = 86.65 \text{ mg/l}$$

Utilizando la ecuación (5-4):

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{1}{k_f R + 1} = \frac{1}{0.35 \times 6 + 1} = \frac{1}{3.1} = 0.3226$$

$$L_p = 86.65 \times 0.3226 = 27.95 \text{ mg/l}$$

$$N_o = 1.43 \times 10^7$$

Utilizando la ecuación (6-3):

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{k_{bf} \times R + 1} = \frac{1}{1.5 \times 6 + 1} = \frac{1}{10} = 0.1$$

$$N_p = 1.43 \times 10^7 \times 0.1 = 1.43 \times 10^6$$

Lagunas F y G (facultativas - terciaria y cuaternaria)

Son iguales a B y C

$$V = 1,800 \text{ m}^3$$

$$Q = 600 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$R = 3 \text{ días}$$

$$L_p/L_o = 0.4878 \quad ; \quad N_p/N_o = 0.1818$$

$$L_p(\text{laguna G}) = 27.95 \times (0.4878)^2 = 6.65 \text{ mg/l}$$

$$N_p(\text{laguna G}) = 1.43 \times 10^6 \times (0.1818)^2 = 4.7 \times 10^4$$

Respuesta b) Por la obra de arte N°10 sale un efluente con 6.65 mg/l de DBO₅, y 4.7×10^4 coliformes fecales/100 ml

EI 3 DETERMINAR PARA EL EJEMPLO ANTERIOR LAS EFICIENCIAS EN REMOCION DE DBO Y COLI FECAL DE LOS CONJUNTOS DE LAGUNAS

a) A B C

b) D E F G

c) Ambos (mezcla que se recoge de la obra de arte N°11)

a) $L_o = 180 \text{ mg/l}$

$L_p = 9.52 \text{ mg/l}$

$N_o = 10^8$

$N_p = 2 \times 10^5$

De acuerdo con la ecuación (5-3):

$$\text{Eficiencia} = \frac{100 (L_o - L_p)}{L_o} = \frac{100 (180 - 9.52)}{180} =$$

$$\text{Eficiencia} = \frac{100 \times 170.48}{180} = 94.71\%$$

De acuerdo con la ecuación (6-5):

$$\text{Eficiencia}_b = \frac{100 (N_o - N_p)}{N_o} = \frac{100 (10^8 - 2 \times 10^5)}{10^8}$$

$$\text{Eficiencia}_b = \frac{100 \times 998 \times 10^5}{10^8} = 99.8\%$$

b) $L_o = 180 \text{ mg/l}$

$L_p = 6.65 \text{ mg/l}$

$N_o = 10^8$

$N_p = 4.7 \times 10^4$

De acuerdo con la ecuación (5-3):

$$\text{Eficiencia} = \frac{100(L_o - L_p)}{L_o} = \frac{100(180 - 6.65)}{180}$$

$$\text{Eficiencia} = \frac{100 \times 173.35}{180} = 96.31\%$$

De acuerdo con la ecuación (6-5):

$$\text{Eficiencia}_b = \frac{100(N_o - N_p)}{N_o} = \frac{100(10^8 - 4.7 \times 10^4)}{10^8} =$$

$$\text{Eficiencia}_b = \frac{100 \times 9995.3 \times 10^4}{10^8} = 99.95\%$$

$$c) \quad \text{Eficiencia combinada} = \frac{Q_{ABC} \text{ Eficiencia ABC} + Q_{DEFG} \times \text{Eficiencia DEFG}}{Q_{ABC} + Q_{DEFG}}$$

$$\text{Eficiencia combinada} = \frac{600 \times 94.71 + 600 \times 96.31}{1,200}$$

$$\text{Eficiencia combinada} = 95.51\%$$

$$\text{Eficiencia}_b \text{ combinada} = \frac{600 \times 99.8 + 600 \times 99.95}{1,200}$$

$$\text{Eficiencia}_b \text{ combinada} = 99.88\%$$

Este problema también se puede resolver por medio de ecuaciones de balance de masas, semejantes a las (9-1) y (9-2).

$$\text{DBO}_{\text{mezcla}} = \frac{\text{DBO}_{ABC} \times Q_{ABC} + \text{DBO}_{DEFG} \times Q_{DEFG}}{Q_{ABC} + Q_{DEFG}}$$

$$\text{DBO}_{\text{mezcla}} = \frac{9.52 \times 600 + 6.65 \times 600}{1,200} = 8.09 \text{ mg/l}$$

$$\text{Eficiencia combinada} = \frac{100 (L_o - L_p)}{L_o} = \frac{100 (180 - 8.09)}{180}$$

$$\text{Eficiencia combinada} = 95.51\%$$

$$NMP_{\text{coli mezcla}} = \frac{NMP_{ABC} \times Q_{ABC} + NMP_{DEFG} \times Q_{DEFG}}{Q_{ABC} + Q_{DEFG}}$$

$$NMP_{\text{coli mezcla}} = \frac{2 \times 10^5 \times 600 + 4.7 \times 10^4 \times 600}{1,200} = 12.35 \times 10^4$$

$$\text{Eficiencia}_b \text{ combinada} = \frac{100 (N_o - N_p)}{N_o} = \frac{100 (10^8 - 12.35 \times 10^4)}{10^8}$$

$$\text{Eficiencia}_b \text{ combinada} = \frac{100 \times 9987.65 \times 10^4}{10^8} = 99.88\%$$

EI 4 INFORMACION BASICA REQUERIDA PARA UTILIZA LA TECNICA "PERT" EN EL DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Es posible lograr una alta eficiencia en cuanto a tiempo necesario y costo, lo mismo que en cuanto a organización de las actividades necesarias para realizar un proyecto de lagunas de estabilización mediante la utilización de la técnica "PERT".

La figura EI 4.1 ilustra la secuencia de las actividades.

La tabla EI 4.1 numera y describe las actividades entre nodos de la figura EI 4.1. En dicha tabla se ha indicado, además, el tiempo normal y el tiempo tope para realizar dichas actividades, lo mismo que los costos (en unidades monetarias no especificadas) que demanda la realización de actividades tanto en tiempo normal como en tiempo tope.

Existen programas de computadoras que permiten optimizar tiempos en función de costos. El éxito de la aplicación de estos programas depende de una buena estimación de los costos y de los tiempos normales y topes.

Los datos de costos que se dan en el cuadro EI 4.1 sólo tienen el objeto de ilustrar el método y no corresponden a ninguna estimación real.

La figura EI 4.1 y la tabla EI 4.1 sirven además como guías para la programación y control de actividades relacionadas con proyectos de lagunas de estabilización.

Debe puntualizarse que en casos donde existan descargas importantes y, especialmente, en cuerpos de agua del tipo estuarino, es imperioso calibrar y validar los modelos de calidad de aguas.

En estos casos, las actividades 16, 17 y 18 pueden insumir lapsos que abarquen por lo menos 1 año, ya que el muestreo, estructuración de modelos y calibración-validación necesitan estudios en dos estaciones hidrológicas diferenciadas.

La complejidad de estos estudios de calidad de aguas exige especialización y experiencia para llevarlos a cabo. En la referencia 3 se pueden encontrar guías al respecto.

VER LA DESCRIPCION DE LAS ACTIVIDADES
EN LA TABLA EI 4.1

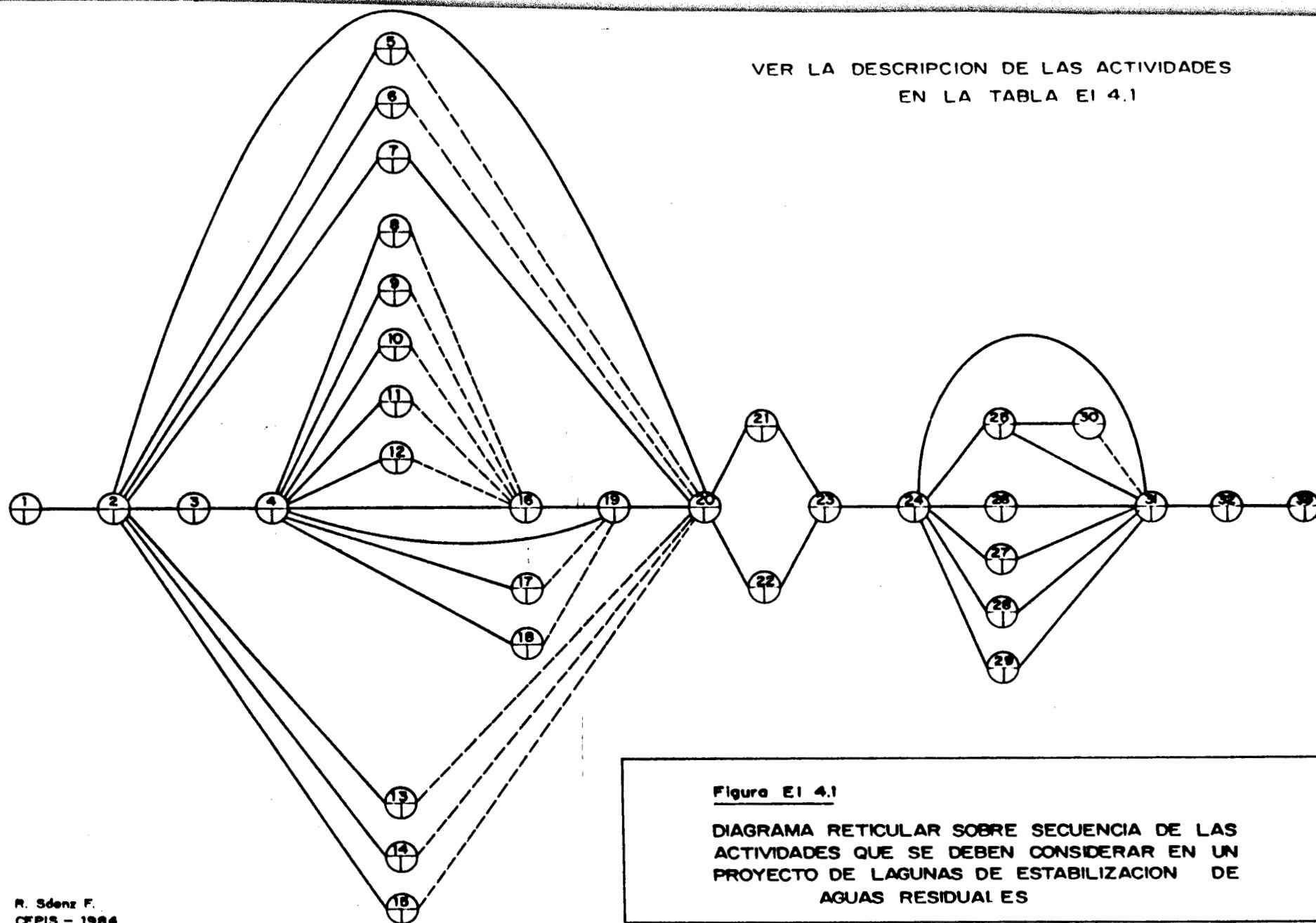


Figura Ei 4.1

DIAGRAMA RETICULAR SOBRE SECUENCIA DE LAS
ACTIVIDADES QUE SE DEBEN CONSIDERAR EN UN
PROYECTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE
AGUAS RESIDUALES

Tabla E: 4.1

INFORMACION BASICA REQUERIDA PARA UTILIZAR LA TECNICA "PERT" EN EL DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Número de la actividad	Nombre de la actividad	Modo Inicial	Modo Final	Tiempo Normal	Tiempo Total	Costo Normal	Costo Total
				(en días)		(en miles de \$)	
1	Recolección de información sobre el lugar y las características del problema	1	2	365	100	300	500
2	Descripción de los centros de enseñanza y capacitación existentes	2	20	3	1	2	1
3	Determinación del ingreso per cápita	2	5	4	2	4	8
4	Determinación de la elevación	2	6	1	1	1	1
5	Estudios demográficos	2	7	10	5	12	15
6	Determinación período de diseño	7	20	10	5	12	15
7	Investigación reuso directo	2	3	8	5	12	14
8	Selección del cuerpo receptor (CR)	3	4	8	4	15	18
9	Recolección de información hidrológica y cuantificación de las aguas residuales (AR)	4	8	110	15	110	216
10	Temperatura (CR) y (AR)	4	9	5	2	5	8
11	Oxígeno disuelto (OD) del (CR) y de las (AR)	4	10	10	5	10	20
12	Demanda bioquímica de oxígeno (DBO) del (CR) y de las (AR)	4	11	56	30	40	25
13	Caracterización del (CR) y de las (AR)	4	12	60	30	30	45
14	NMP de coli fecal (CR) y (AR)	4	16	60	30	40	70
15	Usos del cuerpo receptor	4	19	30	20	30	50
16	Estudios y modelos sobre el (CR)	4	17	90	60	25	45
17	Cuantificación de constantes de reacción de modelos usados	16	19	20	10	30	50
18	Cuantificación de la capacidad del cuerpo receptor	4	18	30	20	10	15
19	Determinación de los niveles críticos aceptables en el (CR)	19	20	20	10	30	20
20	Obtención de información sanitaria complementaria	2	13	10	10	20	20
21	Obtención de información de laboratorio compl.	2	14	15	8	30	45
22	Verificación de la calidad analítica del lab.	2	15	10	10	20	20
23	% de NMP de coli fecal que deben remover las lagunas	20	21	10	5	20	10
24	% de DBO ₅ que deben remover las lagunas	20	22	10	5	20	10
25	Diseño de las lagunas por NMP coli	21	23	10	5	20	10
26	Diseño de las lagunas por DBO ₅	22	23	10	5	20	10
27	Selección del sitio y esquematización general del proyecto	23	24	15	10	15	40
28	Diseño del perfil de las lagunas	24	31	10	5	10	20
29	Diseño de los terraplenes	24	25	10	5	10	20
30	Diseño estructura distribuidora de caudales	24	26	6	3	6	12
31	Diseño estructuras de entrada	24	27	4	2	4	8
32	Diseño de las estructuras de salida e interconexión	24	28	4	2	4	8
33	Diseño del emisario	24	29	30	15	30	50
34	Fiscalización del movimiento de tierra	25	30	30	30	30	30
35	Fiscalización de la formación de los terraplenes	25	31	15	15	15	15
36	Fiscalización de las obras de arte	26	31	40	40	40	40
37	Fiscalización caseta guardiana y laboratorio de campo	27	31	20	20	20	20
38	Fiscalización cercas y señales	26	31	10	10	10	10
39	Fiscalización del emisario	29	31	90	90	90	90
40	Recepción de la obra	31	32	5	5	5	5
41	Preparación de manuales y guías para la operación y el mantenimiento del sistema de tratamiento	32	33	50	50	30	30

* Unidades monetarias supuestas

FIN DE LAS ACTIVIDADES A CARGO DE LOS INGENIEROS PROYECTISTAS Y FISCALIZADORES DE LA CONSTRUCCION DE LA OBRA

Las actividades de construcción, operación y mantenimiento no se han incluido en este cuadro, por suponer que los constructores y los operadores harán los diagramas reticulares y las tablas de actividades correspondientes.

Referencias bibliográficas

1. BARTONE, Carl. Reuse of wastewater at the San Juan stabilization ponds. Public health, environmental and socioeconomic implications. Water Reuse Symposium III San Diego, California, 1984 (August). 25 p.
2. CASTAGNINO, W.A. Investigación de modelos simplificados de eutroficación en lagos tropicales. Lima, CEPIS/OPS/OMS, 1982.
3. CASTAGNINO, W.A. Polución de agua, modelos y control. Serie Técnica N° 20. Lima, CEPIS/OPS/OMS, 1977.
4. CASTRO de ESPARZA, María Luisa. Procedimientos simplificados de análisis químicos de aguas residuales. Lima, CEPIS/OPS/OMS, 1983. 118 p.
5. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Manual de procedimientos para evaluar el comportamiento de las plantas para tratamiento de aguas residuales. Traducción del CEPIS. Lima, CEPIS, 1979. 180 p. Versión en inglés de 1974).
6. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Municipal wastewater stabilization ponds, design manual. Cincinnati, EPA, 1983. 327 p.
7. ESTADOS UNIDOS. Department of Health, Education and Welfare. Public Health Service. Sewage stabilization ponds in the Dakotas. Volumes I & II. Cincinnati, P. H. S., 1957. 200 p.
8. FAIR, G.M., GEYER, C.G. & OKUN, D.A. Water supply and waste water disposal. New York, John Wiley, 1956.
9. FERRARA, R.A. & DONALD, R.F.H. Dynamic nutrient cycle model for waste stabilization ponds. Boston ASCE Journal of the Environmental Engineering Division, 1980. 17 p.
10. FORD, Davis L. Oxygen transfer and aeration equipment selection. Bogazici University, School of Engineering. Istanbul, Turkey, 1976. 25 p.
11. GLOYNA, E.F. Estanques de estabilización de aguas residuales. Ginebra. Organización Mundial de la Salud, 1973. 192 p.
12. GUNNERSON, Charles G., SHUVAL, Hillet & ARLOSOROFF, Shaul. Health effects of wastewater irrigation and their control in developing countries. Proceedings Water Reuse Symposium III, San Diego, California, August 1984. 28 p.
13. INSTITUTO COSTARRICENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADO. Investigaciones de parámetros en las lagunas de estabilización de Cañas y Liberia. San Jose, ICAA. 1976. 58 p.
14. LUDWIG, R.G. Functional planning of submarine outfalls. Seminario de Emisarios Submarinos. Mar del Plata, INCYTH/CEPIS, 1984.

15. MEXICO. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. Tratamiento de aguas residuales. México, D.F., 1962.
16. ORDETAM. Oficina de Proyectos de Inversión. Riego con desagües tratados. Tacna, Perú, 1979. 44 p.
17. PASVEER, A. Developments in activated sludge treatment in the Netherlands. Research Institute of Public Health Engineering, Holland, 1960. 36 p.
18. SALAS, H.J. Metodologías simplificadas para la evaluación de eutroficación en lagos cálidos. Lima, CEPIS/OPS/OMS, 1983.
19. SAENZ, Rodolfo & CASTAGNINO, W.A. Hidráulica de las aguas subterráneas. Manual C-2/Proyecto DTIAPA. Lima, CEPIS/OPS/OMS, 1984. 203 p.
- * 20. SAENZ, Rodolfo. Construcción de lagunas de estabilización. México, D.F. Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería. Curso sobre Lagunas de Estabilización, 1966. 15 p.
- ✕ 21. SAENZ, Rodolfo. Diseño de lagunas de estabilización. Manual del Curso sobre Lagunas de Estabilización. Universidad Autónoma de Santo Domingo. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. República Dominicana. 1976. 112 p.
22. SAENZ, Rodolfo. Hidráulica básica para ingenieros sanitarios. Manual C-1/Proyecto DTIAPA. Lima, CEPIS/OPS/OMS, 1984. 154 p.
23. SAENZ, Rodolfo. Lecciones sobre diseño y construcción de alcantarillas. Universidad de Costa Rica. Escuela de Ingeniería. Curso de Ingeniería Sanitaria. Ciudad Universitaria Rodrigo Facio. Costa Rica, 1970. 25 p.
- ✕ 24. TALBOYS, Albert P. Lagunas de estabilización en América Latina. Lima, CEPIS/OPS/OMS, 1971. 40 p.
25. THOMANN, R.V. Comparison of lake phytoplankton models and loading plots. Limnology and Oceanography, 22(2), March 1977.
26. TORPEY, W.N. & MELBINGER, N.R. Reduction of digested sludge volume by controlled recirculation. Journal Water Pollution Control Federation, 39(9): Set. 1967, A rational model for the anaerobic contact process. J.W.P.C.F. 39(12): Dec. 1967.
27. UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA. Research development and demonstration efforts on aquaculture in Lima. Lima, 1984. 65 p.
- * 28. VARGAS de MAYO, Carmen. Métodos simplificados de análisis microbiológicos de aguas residuales. Lima, CEPIS/OPS/OMS, 1984. 148 p.
- ✕ 29. YANEZ, Fabián. Avances en el tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización. Lima, CEPIS/OPS/OMS, 1981. 58 p.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA
SECCION DE INGENIERIA AMBIENTAL

ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE - OMS

ORGANIZAÇÃO PANAMERICANA DA SAÚDE - OPS

CURSO INTENSIVO CRITERIOS, PARA PROYECTO, CONSTRUCCION
Y GESTION DE: LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE AGUAS RESIDUALES.

FATORES FÍSICOS, QUÍMICOS E MICROBIOLÓGICOS QUE INTERVÊM NO
MECANISMO DE AUTODEPENDÊNCIA DAS LAGOAS

Eng. Sérgio Rolim Mendonça, M.Sc.

CURSO SOBRE LAGOAS^{UN} DE ESTABILIZAÇÃO:

PROJETO, CONSTRUÇÃO E OPERAÇÃO

México, D.F., 07 a 11 de setembro de 1992

FATORES FÍSICOS, QUÍMICOS E MICROBIOLÓGICOS QUE INTERVÊM NO MECANISMO DE AUTODEPENDÊNCIA DAS LAGOAS

* Eng. Sérgio Rolim Mendonça

1. INTRODUÇÃO

Existem vários fatores que afetam as condições hidráulicas e biológicas das lagoas de estabilização. Alguns desses fatores podem ser levados em conta por ocasião da elaboração do projeto. Entretanto, existem outros fatores que não são controláveis pelo homem. São constituídos por fenômenos meteorológicos, tais como: ventos, temperatura, precipitações pluviométricas, radiação solar e evaporação. Além desses, pode-se ainda considerar as variações locais, como infiltração e características das águas residuárias que receberão tratamento.

Todos esses fatores devem ser bem compreendidos para que seus efeitos possam ser minimizados. Cuidados com a escolha adequada da localização da lagoa e com o projeto podem reduzir o impacto causado pelos fatores não controláveis pelo homem.

2. FENÔMENOS NATURAIS NÃO-CONTROLÁVEIS

2.1. Ação dos ventos

A ação dos ventos é útil quando se torna possível a homogeneização da massa líquida, levando oxigênio da superfície às camadas mais profundas, fazendo com que o afluente e os microrganismos sejam dispersados em toda extensão dessa massa. Auxiliam a movimentação das algas, principalmente aquelas espécies desprovidas de movimento próprio e consideradas grandes produtoras de oxigênio, como as algas verdes do gênero *Chlorella*. Quando a fotossíntese não for suficiente e existir déficit de oxigênio, o vento pode contribuir para a transferência e difusão do oxigênio da atmosfera para a massa líquida.

* "Master of Science" em Controle da Poluição Ambiental pela Universidade de Leeds, Inglaterra e Consultor a Curto Prazo da Organização Panamericana da Saúde - OPS/OMS.

Sempre que possível, as lagoas devem ser construídas em local onde a ação dos ventos dominantes não esteja em direção às habitações. As lagoas anaeróbias, as quais podem exalar maus odores, por medida de precaução, devem ser construídas a no mínimo, 500 a 1000 metros da comunidade.

Se o local onde as lagoas forem implantadas estiver sujeito a ventos fortes, a formação de ondas pode provocar erosão nos taludes internos. Normalmente isto pode ocorrer em lagoas com espelho de água superior a 10 hectares. Para prevenir esses efeitos, os taludes deverão receber proteção nos 30 cm abaixo e acima dos níveis mínimos e máximos de água.

Os dispositivos de entrada e saída das lagoas devem ser localizados de modo que a direção dos ventos predominantes ocorra do efluente para o afluente. Isto fará com que não seja favorecida a formação de curto-circuitos nas lagoas e dificultará a saída de sobrenadantes no efluente.

2.2. Temperatura

As reações físicas, químicas e bioquímicas que ocorrem nas lagoas de estabilização são grandemente influenciadas pela temperatura. É um parâmetro que se relaciona com a radiação solar e afeta tanto a velocidade da fotossíntese quanto a do metabolismo das bactérias responsáveis pela depuração dos esgotos. Esses fenômenos são retardados por baixas temperaturas. Por isso, o projeto de lagoas deve sempre levar em conta as condições de temperatura mais adversas.

Uma queda de 10°C na temperatura reduzirá a atividade microbiológica a aproximadamente 50%. A atividade de fermentação do lodo não ocorre significativamente em temperaturas abaixo de 17°C. Aumenta em atividade na proporção de cerca de quatro vezes para cada 5°C de elevação de temperatura entre 4°C e 22°C.

A produção ótima de oxigênio para algumas espécies de algas nas lagoas facultativas é obtida entre 20 a 25°C, com valores limites para mais e para menos, respectivamente 37°C e 4°C, embora já se saiba que temperaturas mais altas podem ser toleradas e algumas espécies de algas já foram observadas crescendo normalmente debaixo de uma camada de gelo. A partir de temperaturas próximas de 35°C, a atividade fotossintética das algas decresce. As *Chlorophytas* (algas verdes) tendem a diminuir ou desaparecer e as *Euglenophytas* (Euglenas) passam a predominar. Acima dos 35°C, prevalecem as *Cyanophytas* (algas azuis) e particularmente as *Oscillatorias*. Além disso, é provável que lagoas com temperaturas mais altas sejam mais sensíveis a choques hidráulicos ou repentinos aumentos de carga orgânica, com conseqüente menor eficiência na redução de DBO.

A atividade bacteriana se torna mais intensa em temperaturas mais altas, nas quais o oxigênio dissolvido é usado a uma taxa maior. Se a quantidade de oxigênio solicitada não for compensada por uma produção

mais alta de oxigênio, condições anaeróbias podem prevalecer e o efluente pode se tornar turvo e maus odores poderão ocorrer.

A variação da temperatura da água nas lagoas é menor que a do ar, em virtude de a inércia térmica da água ser maior que a do ar. A temperatura superficial da água é quase sempre, superior a do ar.

Mudanças bruscas ou repentinas na temperatura podem acarretar problemas de curta duração nas lagoas facultativas.

A atividade das algas poderá cessar após uma brusca diminuição na temperatura, ocorrendo sedimentação parcial das mesmas, o que acarretará um clareamento na coloração esverdeada da lagoa, acompanhado de uma diminuição da sua eficiência.

Um rápido aumento das atividades das bactérias aeróbias e facultativas, uma multiplicação do número dessas bactérias e, conseqüentemente, um maior consumo de oxigênio que poderá não ser suprido pelas algas, muito embora elas passem por um processo de desenvolvimento, poderá ser provocado por uma súbita elevação da temperatura.

Tem-se verificado com relação à qualidade do efluente que, nos meses mais frios há um aumento na concentração de amônia e fósforo e uma diminuição dos sólidos em suspensão. Todos esses fenômenos estão intimamente relacionados com o decréscimo da atividade das algas.

No caso das lagoas anaeróbias é comprovado que a temperatura da água durante a noite é praticamente constante por todo o volume da lagoa, com uma temperatura superficial levemente inferior à média daquela que a lagoa apresenta nas horas em que a temperatura ambiente é mais baixa. É portanto, durante a noite, que um fluxo de calor é produzido a partir das camadas inferiores, com temperaturas levemente maiores, para a superfície. Em algumas horas do dia, quando a temperatura ambiente supera a temperatura média da água, esta absorve energia, dando início ao processo de estratificação térmica. O gradiente térmico é maior quanto mais elevada for a temperatura ambiente em relação à da água.

Também, no que se refere às lagoas anaeróbias, a temperatura do efluente da lagoa é superior à temperatura média da água e inferior à temperatura superficial durante as horas diurnas; à noite, porém, os três valores são muito semelhantes.

Como numa lagoa de estabilização não existe temperatura uniforme, torna-se mais conveniente usar a expressão temperatura média da lagoa ou temperatura superficial da lagoa, conforme o caso, em vez de temperatura da lagoa.

Alguns critérios de projeto consideram a temperatura média mínima mensal da água que pode ocorrer durante o ano. A fórmula de McGarry & Pescod considera a temperatura média mínima mensal do ar, a qual é um parâmetro encontrado mais facilmente por intermédio de dados meteorológicos e tabelas do que a temperatura da água. Existem fórmulas

que são usadas para converter a temperatura do ar na temperatura da água, porém, não são aplicadas indiscriminadamente, pois, podem fornecer resultados ilusórios. Na ausência de dados locais, podem ser usados. Um exemplo de tal fórmula é apresentado por Eckenfelder Jr. (1966):

$$T_o - T_e = (T_w - T_a) f A / Q \quad (1.1)$$

onde,

Q = vazão média afluyente, m³/dia;

T_o = temperatura do esgoto afluyente, °C;

T_e = temperatura do esgoto efluyente, °C;

T_w = temperatura média da lagoa, °C;

T_a = temperatura do ar, °C;

A = área do nível médio da lagoa, m²;

f = coeficiente de transferência de calor, m/dia.

De maneira geral, grandes reatores, lagoas, por exemplo, ganham calor do esgoto afluyente, da radiação solar e da atividade bacteriana no reator. Frequentemente, o esgoto afluyente é a maior fonte de ganho de calor, onde a radiação solar representa uma pequena parte e a atividade microbiana menor ainda. Portanto, o ganho de calor é essencialmente proporcional à vazão do afluyente e às condições da lagoa. As perdas de calor da lagoa podem ocorrer simultaneamente, em grande parte através da convecção e radiação solar e, em menor escala, por meio da evaporação. Estas perdas são proporcionais à área superficial exposta e às condições ambientais. Desprezando-se as perdas localizadas e os ganhos, podemos efetuar um balanço de energia, desde que o ganho de calor total seja igual a perda de calor total em condições de maturação ou equilíbrio na lagoa. Então, o ganho de calor total é igual a perda de calor total. A equação (1.1) poderá se transformar na equação (1.2).

$$Q(T_o - T_e) = (T_w - T_a) f A / Q \quad (1.2)$$

Se condições de mistura completa ocorrerem, $T_e = T_w$, e a equação (1.2) será transformada na equação (1.3).

$$A/Q = t/h = (T_o - T_w) / f(T_w - T_a) \quad (1.3)$$

onde,

t = tempo de retenção, dias;

h = profundidade útil da lagoa, m.

O coeficiente de transferência de calor é igual a 0,489 m/dia, WHO EMRO (1987), para a região central dos Estados Unidos. Selcuk (1974), encontrou o valor de f igual a 0,40 m/dia para a Turquia.

O projeto de lagoas de acumulação para controle de poluição térmica, especialmente no caso de descargas industriais com temperatura elevada, que necessitam ser mantidas em uma lagoa por um determinado período de tempo, para fazer com que a temperatura seja diminuída para um valor desejável, pode ser elaborado utilizando-se a equação (1.3).

Exemplo 2.2.1: Estimar a temperatura do efluente de uma lagoa com 3,7 metros de profundidade e 11 dias de retenção, que recebe despejo líquido de uma indústria com temperatura igual a 40°C. A temperatura média do ar é igual a 23°C e o coeficiente de transferência de calor adotado é de 0,49 m/dia, admitindo-se mistura completa.

Da equação (1.3), obtemos:

$$T_w = (hT_o + ftT_a)/(h + ft) = (3,7 \times 40 + 0,49 \times 11 \times 23)/(3,7 + 0,49 \times 11) = 30^\circ\text{C}$$

2.3. Precipitações pluviométricas

A precipitação pluviométrica média e máxima poderá ter alguma influência na atuação e confiabilidade da lagoa. O tempo de retenção poderá ser reduzido durante períodos de chuva. Chuvas intensas podem diluir o conteúdo de lagoas rasas, afetando o alimento disponível para a biomassa. O aumento repentino de vazão pode carrear no efluente grandes quantidades de sólidos, arrastes significativos da população de algas e carreamento de materiais inorgânicos, principalmente argila. Entretanto, a precipitação de água de chuva diretamente no espelho d'água da lagoa, não tem provocado efeitos duradouros ou prejuízos mensuráveis nas lagoas de estabilização.

Para que esses problemas seja minimizados, as lagoas devem ser providas de caixa de alimentação com extravazador lateral para desviar as contribuições que excedem a capacidade de tratamento da instalação, para o corpo receptor. Para conter enxurradas, as lagoas devem ser dotadas de valas diversoras de águas pluviais, que deverão ser mantidas limpas e conservadas.

2.4. Radiação solar

A energia solar é indispensável para a operação efetiva das lagoas facultativas, uma vez que contribui para a produção de oxigênio através da fotossíntese das algas. Porém, a idéia de que a velocidade da fotossíntese aumenta sem limite a medida que aumenta a radiação solar, não é verdade. De fato, além de uma certa intensidade de radiação, a taxa de aumento da fotossíntese diminui até que a produção de oxigênio alcance um nível constante, uma espécie de limite de saturação. A partir desse ponto, a produção de oxigênio fotossintético não aumentará, mesmo que a radiação solar aumente. Para baixas intensidades de luz, a luz é o fator limitante na produção de oxigênio, enquanto que para altas intensidades de luz, isto é, várias horas de sol quente em dia claro, a temperatura é o fator que favorece a produção de oxigênio.

As lagoas facultativas dependem da radiação solar, a qual varia principalmente com a latitude. Entretanto, outro fator significativo é a temperatura atmosférica. Nuvens e nebulosidade reduzem a luz disponível em alguma extensão, porém, como já foi enfatizado, luz solar direta não é essencial. A quantidade de luz solar disponível auxilia a determinar a área e a profundidade necessárias para uma operação adequada. A energia utilizada pelas algas provém principalmente da parte visível do espectro da radiação solar, particularmente entre comprimentos de onda ou cor, de 4000 a 7000 Angstrons. Apenas 2 a 7% dessa radiação solar visível são utilizáveis pelas algas que, para acelerarem a fotossíntese, não necessitam de uma exposição contínua à energia solar. Para muitas algas, uma intensidade de luz maior que 20.000 ergs/cm².s (480 velapés), afeta adversamente seu crescimento. Boas condições de crescimento de algas e de dispersão de oxigênio acontecem nos primeiros 60 cm de profundidade.

A gradual redução de luz a medida em que a mesma vai penetrando através da água, segue a lei de Beer-Lambert, a qual é dada pela equação típica de fluxo em pistão de primeira ordem, de acordo com a equação (1.4).

$$I = I_0 e^{-\alpha C_c h} \quad (1.4)$$

onde,

I = intensidade de luz em qualquer profundidade, ergs/cm².s;

I_0 = intensidade de luz incidente na superfície, ergs/cm².s;

α = coeficiente de absorção de luz, cm²/mg;

C_c = concentração de células de algas, mg/cm³;

h = profundidade de penetração da luz, cm.

Baseado em trabalho experimental, Oswald (1972), recomenda que, para se desenvolver uma específica concentração de algas em uma lagoa, sua profundidade permissível não deve exceder três vezes a profundidade de penetração adotando-se a equação (1.4) para a desejada concentração de algas.

A equação (1.4) poderá ser transformada na equação (1.5).

$$h = 3(\ln I_0 - \ln I) / \alpha C_c \quad (1.5)$$

Exemplo 2.4.1: Estimar a profundidade permissível em uma lagoa de modo que a concentração de algas seja igual a 80 mg/l onde hajam nutrientes suficientes e intensidade média de luz incidente na superfície igual a 83.700 ergs/cm².s (2.000 velapés). Admitir para a intensidade de luz em qualquer profundidade como sendo igual a 1.000 ergs/cm².s e $\alpha = 1,5 \times 10^{-3}$ cm²/mg.

Da equação (1.4), obtemos:

$$h = 3(\ln 83.700 - \ln 1.000) / 1,5 \times 10^{-3} \times 80 = 110 \text{ cm} = 1,10 \text{ m}$$

A radiação solar média é calculada pela expressão (1.6).

$$\text{Radiação Média} = \text{mínima} + (\text{máxima} - \text{mínima}) \times \text{fator p/céu claro} \quad (1.6)$$

Os valores mensais de radiação máxima e mínima em função da latitude são coletados por entidades oficiais responsáveis pela divulgação desses índices em cada país.

Exemplo 2.4.2: Estimar a produção teórica de oxigênio por dia por hectare de superfície de lagoa para uma cidade localizada na latitude 10°, onde o fator para céu claro no mês de junho é de 0,45. Admitir radiação máxima igual a 262 cal./cm².dia e mínima de 129 cal./cm².dia. O peso médio de algas produzidas será da ordem de 6.000 cal./g. de algas, com eficiência de conversão igual a 6%. O peso molecular do oxigênio produzido assume-se que seja igual a 1,3 vezes a quantidade de algas produzidas.

$$\text{Radiação Média} = 129 + (262 - 129) \times 0,40 = 182 \text{ cal./cm}^2.\text{dia}$$

$$\text{Produção de algas com 6\% de eficiência} =$$

$$= 182 \times 10^8 \times 6 \times 10^{-2} / 6.000 \times 10^3 = 182 \text{ kg algas/ha.dia} =$$

$$= 18,2 \text{ g algas/m}^2.\text{dia}$$

$$\text{Produção de oxigênio correspondente:}$$

$$\text{O}_2 = 1,3 \times 182 = 237 \text{ kg O}_2/\text{ha.dia}$$

- . Carga superficial permissível de DBO_5 na lagoa para eficiência de 80%:

$$\lambda_s = 237/0,80 = 296 \text{ kg } \text{DBO}_5/\text{ha.dia}$$

- . Relação entre a radiação média e a carga superficial de DBO_5 :

$$182/296 = 0,61$$

Neel et al (1961) observaram que essa relação deve estar sempre acima de 0,38 para que seja mantido o oxigênio dissolvido na lagoa.

2.5. Evaporação

A evaporação combinada com a infiltração através de uma lagoa com fundo permeável determina a redução da vazão afluente e em casos extremos, pode fazer com que a vazão do efluente seja nula.

O balanço hídrico é dado pela equação (1.7).

$$Q_e = Q_a + (P_r + P_c) - (E + P_e) \quad (1.7)$$

onde,

Q_e = ^{caudal} vazão efluente;

Q_a = vazão afluente;

P_r = precipitação que cai sobre a lagoa;

P_c = infiltração de água subterrânea na lagoa (ocorre quando o nível freático está acima do fundo da lagoa);

E = evaporação;

P_e = perdas por infiltração (ocorre quando o nível freático está abaixo do fundo da lagoa e não houve impermeabilização do mesmo).

Todas as unidades da equação (1.7) poderão estar em m^3/dia ou l/s .

A evaporação é uma perda de água que provoca uma maior concentração de substâncias poluidoras, aumentando a salinidade do meio. O substrato concentrado acima de determinado valor pode resultar em salinidade prejudicial ao equilíbrio osmótico nas paredes celulares dos microrganismos e, em consequência, ao equilíbrio biológico.

A evaporação está intimamente ligada às condições climáticas locais, dependendo principalmente dos ventos, grau higrométrico do ar e

temperatura da água e do ar. No Estado de São Paulo, em média, pode-se contar com a evaporação de 500 mm anuais, o que corresponde a aproximadamente 5% do efluente.

Dos levantamentos climatológicos - temperatura, precipitação e evaporação, disponíveis no Brasil, verifica-se que a influência da evaporação na eficiência do funcionamento das lagoas pode ser considerada desprezível, à exceção de regiões quentes e áridas localizadas no Nordeste do País.

De acordo com Matsushita (1972), o maior déficit precipitação - evaporação, ocorre na região semi-árida do Nordeste do Brasil, onde se pode observar uma variação média da concentração da matéria orgânica da ordem de 5% e uma variação de volume da lagoa de 10% do volume afluente do esgoto durante sua permanência na lagoa. Esses valores se verificam também nas regiões equatorial, central e centro-sul, em um período de quatro a cinco meses ao ano. Admite-se porém, que eles não afetam o rendimento das lagoas.

3. FATORES FÍSICOS

Os fatores físicos estão geralmente, relacionados com o projeto das lagoas de estabilização, podendo ser controlados pelo projetista.

3.1. Área superficial

A área superficial de uma lagoa de estabilização é determinada em função da carga orgânica, usualmente expressa em termos de DBO_5 , aplicada por dia, principalmente para as lagoas facultativas.

Em climas quentes, cargas orgânicas variando de 150 a 400 $\text{kgDBO}_5/\text{ha.dia}$ têm sido usadas com sucesso para as lagoas facultativas. As cargas mais baixas se aplicam a temperaturas do ar ambiente em torno de 20°C e as mais altas a temperaturas próximas de 30°C . As cargas superficiais que excedem 200 a 250 $\text{kgDBO}_5/\text{ha.dia}$, têm sido objeto de problemas ocasionais de maus odores, enquanto que cargas que excedem 400 $\text{kgDBO}_5/\text{ha.dia}$, provavelmente levam a anaerobiose, isto é, ausência de oxigênio dissolvido e/ou a uma queda brusca na eficiência total do sistema.

As lagoas anaeróbias são dimensionadas em função de taxas volumétricas ou a partir de tempos de retenção previamente fixados.

A experiência em outros países recomenda carga orgânica volumétrica de DBO_5 variando entre 100 a 400 $\text{gDBO}_5/\text{m}^3.\text{dia}$, tempo de retenção de 3 a mais dias, lâminas de água, de 3 a 5 metros e cargas orgânicas superficiais variando de 1.000 a 6.000 $\text{kgDBO}_5/\text{ha.dia}$.

No Estado de São Paulo não existe nenhuma lagoa anaeróbia que opere próxima a esses critérios. A CETESB (1989), constatou que, em lagoas anaeróbias funcionando com cargas superficiais acima de 2.000 kgDBO₅/ha.dia, o odor chega a tornar-se incômodo.

No Nordeste do Brasil, Estado da Paraíba, pesquisas realizadas por Silva (1982), constataram que a carga orgânica volumétrica ideal para as lagoas anaeróbias tratando esgotos domésticos, é cerca de 300 gDBO₅/m³.dia, para tempo de retenção variando entre 1 a 2 dias, com redução de DBO₅ da ordem de 70 a 80% e temperatura da água com faixa de variação de 25 a 27°C.

A latitude é também um fator preponderante na escolha da carga orgânica superficial da lagoa facultativa. Como primeira aproximação para o projeto de lagoas facultativas pode-se usar a equação (1.8), proposta por Arceivala et al (1970).

$$\lambda_s = 375 - 6,25 L \quad (1.8)$$

onde,

λ_s = carga orgânica máxima superficial, em kgDBO₅/ha.dia;

L = latitude

As lagoas facultativas podem funcionar como lagoas primárias ou secundárias. Segundo a CETESB (1989), é muito importante o estabelecimento da máxima carga orgânica superficial, para que fiquem asseguradas duas condições essenciais:

- . que a operação se processe sem desprendimento de maus odores. Para isso, a demanda de oxigênio solicitada pelas bactérias não deve exceder a capacidade de reoxigenação resultante da fotossíntese e da reaeração superficial;
- . que a qualidade do efluente, obtida numa primeira lagoa, determina o tamanho da lagoa subsequente, isto é, quanto menos eficiente for a remoção de DBO₅ na célula primária, maior será o tamanho de uma ou das demais lagoas seguintes.

3.2. Altura da lâmina líquida

Logo após a construção das lagoas as mesmas devem ser preenchidas com esgoto ou água do corpo receptor através de bombeamento, a uma profundidade mínima de 1 metro. Se a lâmina mínima de água cair para 60 cm, provavelmente haverá o desenvolvimento de plantas aquáticas e grande parte da superfície da lagoa será coberta pela vegetação que subirá acima do nível de água. A penetração da luz será dificultada e a eficiência da lagoa poderá cair para um nível inaceitável. Poderá então

haver proliferação de mosquitos. Os mesmos problemas podem ocorrer durante os primeiros meses de funcionamento da lagoa, quando seu nível ainda estiver baixo. É aconselhável que a lagoa seja preenchida até atingir o nível normal de operação, o mais rápido possível, mesmo que não seja com esgoto. Quando o nível de água atingir valor maior que 2 metros, a luz solar terá dificuldade em alcançar as camadas inferiores fazendo com que a fotossíntese seja reduzida ao ponto de se desenvolver no fundo da lagoa, uma grande camada anaeróbia, que poderá eventualmente prejudicar o processo.

No caso de despejos industriais que funcionam sazonalmente, a lâmina d'água deve ser mantida em, no mínimo, 90 cm. A manutenção do nível mínimo de uma lagoa é necessária para impedir a exposição dos bancos de lodo à atmosfera prevenindo com isso a exalação de maus odores.

Quando a taxa de infiltração no solo é grande, poderá haver a possibilidade de contaminação do lençol freático, além de existir a dificuldade de se manter o nível da lagoa. Deve-se efetuar a impermeabilização do fundo da lagoa quando o solo apresentar na sua composição menos de 15% de argila, terra roxa ou terra natural. A permeabilização do fundo da lagoa poderá ser efetuada utilizando-se 40 cm de argila compactada, revestimento asfáltico ou lençol de polietileno entre duas camadas de 10 cm de aterro selecionado. Em solos permeáveis existe redução gradativa da taxa de permeabilidade à medida que os vazios do mesmo são ocupados pelo lodo através da colmatação, ocorrendo o impedimento total da infiltração em torno de seis meses. Se houver interesse em se reduzir a taxa de percolação nesses tipos de solos, pode-se utilizar uma camada de 5 a 10 cm de argila homogênea no fundo da lagoa.

3.3. Curtos-circuitos

A ocorrência de curtos-circuitos em lagoas é a causa de vários problemas, tais como o aparecimento de zonas mortas ou estagnadas que reduzem o volume efetivo e a área da superfície da lagoa, com a possibilidade de problemas de odor nas áreas sobrecarregadas. A redução da eficiência da lagoa é uma consequência inevitável.

O esgoto deve ser introduzido na lagoa abaixo da superfície a uma certa distância de sua borda. É aconselhável que sejam previstas duas ou mais entradas através de tubulações e a saída seja instalada o mais distante possível da mais próxima entrada. A locação da entrada e saída favorecendo o transporte do esgoto afluente diretamente para a saída através dos ventos predominantes deve ser evitada. As correntes de água induzidas pelos ventos são mais relevantes à formação de curtos-circuitos do que propriamente as posições relativas de entrada e saída. Lagoas com formas irregulares também contribuem para a formação de curtos-circuitos.

3.4. Mistura

A distribuição dos esgotos em uma lagoa deve ser a mais uniforme possível, para que se possa utilizar todo o volume da lagoa projetada para o tratamento obtendo-se com isso o tempo de retenção ideal. Dessa maneira será possível se evitar a formação de curtos-circuitos ou correntes preferenciais e zonas mortas ou regiões onde o esgoto fica parado.

Nas grandes lagoas, principalmente nas facultativas podem ser instaladas cortinas de lona plástica, em forma de canais independentes ou em forma de chicanas de fluxo horizontal. O uso dessas chicanas visa principalmente:

- . a obtenção de melhor tratamento, dirigindo-se o fluxo de água afluentes cuidadosamente através da lagoa e aumentando-se, em consequência, a utilização da área de espelho de água;
- . a quebra ou prevenção de qualquer tendência à estratificação, através da instalação de chicanas.

3.4.1. Padrões de vazão e mistura nas lagoas

Todos os tanques e lagoas usadas para o tratamento de esgotos podem ser chamados de reatores. Seus padrões de vazão dependem de suas condições de mistura, as quais dependem da forma do reator, da energia de entrada por unidade de volume, da dimensão ou escala da unidade de tratamento, além de outros fatores. Os padrões de vazão afetam o tempo de exposição para o tratamento e distribuição do substrato no reator.

Os padrões típicos de vazão e mistura incluem os reatores em batelada e os reatores com vazão contínua. Os reatores com vazão contínua podem ser classificados em:

- . fluxo em pistão;
- . mistura completa;
- . fluxo disperso;
- . combinações em série ou em paralelo dos reatores acima.

3.4.1.1. Reatores em batelada

Os reatores em batelada são sistemas fechados sem vazão contínua. São freqüentemente usados em estudos de laboratório.

3.4.1.2. Fluxo em pistão

O fluxo em pistão é aquele no qual todo elemento de vazão deixa o reator na mesma ordem em que entrou. Não existe dispersão ou mistura. Todo elemento de vazão é exposto ao tratamento no mesmo período de tempo, chamado de tempo teórico de retenção.

Substâncias biodegradáveis reduzem a concentração durante sua passagem através do reator devido a atividade bioquímica. A remoção do substrato para uma equação de primeira ordem é dada pela equação (1.9).

$$S_e/S_o = e^{-K_1 t} \quad (1.9)$$

onde,

S_o = concentração inicial do substrato, mg/l;

S_e = concentração final do substrato, mg/l;

K_1 = taxa constante de remoção do substrato, dia⁻¹;

t = tempo de retenção hidráulica, dias.

3.4.1.3. Mistura completa

A mistura completa é aquela na qual todos os elementos de vazão são instantaneamente e altamente misturados no reator de modo que seu conteúdo seja perfeitamente homogêneo em todos os pontos desse reator. Em consequência, a concentração do efluente é igual à concentração do reator. A equação para mistura completa é apresentada pela equação (1.10).

$$S_e/S_o = 1/(1 + K_1 t) \quad (1.10)$$

As unidades já foram apresentadas anteriormente.

3.4.1.4. Fluxo disperso

O fluxo disperso é caracterizado como aquele em que cada elemento de vazão tem um tempo de retenção diferente para cada período de tempo. É chamado também de fluxo arbitrário e está compreendido entre dois limites, o fluxo de pistão ideal e a mistura completa.

O número de dispersão, d , caracteriza as condições de mistura em um reator. É apresentado pela equação (1.11).

$$d = D/UL = Dt/L^2 \quad (1.11)$$

onde,

d = número de dispersão (adimensional);

D = coeficiente de dispersão axial ou longitudinal, m^2/h ;

U = velocidade média do fluxo, m/h ;

L = comprimento do reator, m ;

t = tempo de retenção hidráulica, h .

A velocidade média do fluxo é definida pela equação (1.12).

$$U = Q/24wh \quad (1.12)$$

onde,

Q = vazão do fluxo, m^3/s ;

w = largura do reator, m ;

h = profundidade do reator, m .

Por definição, a dispersão está ausente no fluxo em pistão ideal. Por isso, $D = 0$ e $d = D/UL = 0$. Por outro lado, a dispersão é infinita na mistura completa ideal, quando $D = \infty$ e $d = D/UL = \infty$. Conseqüentemente o fluxo disperso varia de 0 a ∞ .

Segundo Arceivala (1981), os principais fatores que afetam a dispersão nas unidades de tratamento de esgotos, são:

- . a escala do fenômeno da mistura;
- . a geometria da unidade;
- . a potência unitária por unidade de volume (mecânica ou pneumática);
- . tipo e disposição de entradas e saídas;
- . velocidade de entrada e suas flutuações;
- . diferenças de densidade e temperatura entre a vazão afluyente e o conteúdo do reator;

- . número de Reynolds (o qual, em termos, é afetado por alguns dos fatores já listados);

O fluxo disperso é governado pela equação de Wehner-Wilhelm, apresentado pela expressão (1.13).

$$\frac{S_e}{S_o} = \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \quad (1.13)$$

onde,

$$a = \sqrt{1 + 4K_1 t} \quad (\text{adimensional}); \quad (1.14)$$

As demais unidades já foram apresentadas anteriormente.

O número de dispersão D/UL pode ser estimado de duas maneiras:

- . através de traçadores em uma unidade existente (em escala real) ou adequado modelo reduzido;
- . usando-se métodos empíricos que são menos acurados, porém, muito úteis para a estimativa do provável número de dispersão, antes que uma unidade de tratamento seja construída.

Arceivala (1981), efetuou pesquisa com traçadores em vários tipos de processos de tratamento, tais como lagoas aeradas mecanicamente, lagoas de estabilização, decantadores de seção retangular e outros tipos de unidades, onde obteve correlação empírica entre o coeficiente de dispersão axial, D , e a largura da unidade, w .

As correlações empíricas obtidas por tentativa por Arceivala (1981), são apresentadas pelas equações (1.15), (1.16), (1.17) e (1.18).

1. Para lagoas com larguras ^{de lagoa} iguais ou maiores a 30 m

$$\text{a. com chicanas, } D = 33 w \quad (1.15)$$

$$\text{b. sem chicanas, } D = 16,7 w \quad (1.16)$$

2. Para lagoas com larguras menores de 10 m

$$\text{a. com chicanas, } D = 11 w^2 \quad (1.17)$$

$$\text{b. sem chicanas, } D = 2 w^2 \quad (1.18)$$

Os resultados apresentados mostram que D varia em função de w^2 para lagoas de pequenas dimensões com larguras menores de 10 m, enquanto que a variação é linear para larguras iguais ou maiores de 30 m. Além disso, em cada caso foi verificado que nas unidades que possuíam chicanas de fluxo horizontal, invariavelmente foram obtidos maiores valores para o coeficiente de dispersão longitudinal do que para as lagoas com mesma largura que não possuíam chicanas. O motivo principal é que, quando existe chicanas de fluxo horizontal, o fluxo do esgoto tem que fazer curvas, aumentando com esse movimento a dispersão.

Exercício 3.4.1: Estimar a eficiência de redução de DBO em uma lagoa facultativa que pode ser esperada para diferentes valores do número de dispersão D/UL igual a 0,1; 0,2; 0,5; 1; 2 e 4. Estimar também a eficiência usando as equações de fluxo em pistão e mistura completa. Adotar $K_1 = 0,422 \text{ dia}^{-1}$ e $t = 12,1$ dias.

Exercício 3.4.2: Estimar a eficiência de remoção de DBO que pode ser esperada em uma lagoa facultativa admitindo o regime de fluxo em pistão. Os seguintes dados deverão ser utilizados: $S_p = 242 \text{ mg/l}$; $Q = 5.550 \text{ m}^3/\text{dia}$; $h = 2 \text{ m}$; $t = 12,1$ dias; $K_1 = 0,422 \text{ dia}^{-1}$ e $L = 3 w$.

4. FATORES QUÍMICOS

4.1. Valor de pH

Tanto as lagoas anaeróbias como as facultativas são operadas eficientemente com valores de pH ligeiramente alcalinos. Os despejos líquidos industriais com valores extremos de pH, terão obrigatoriamente que passar por tanques de neutralização para corrigirem o pH antes da entrada da lagoa.

Em países de clima tropical, as lagoas anaeróbias com tempos de retenção de 3 a 5 dias e profundidades acima de 3 m, têm funcionado satisfatoriamente, com pH ótimo variando de 7,0 a 7,2, com predominância da fase metânica sobre a fase ácida de formação de ácidos voláteis.

No caso das lagoas facultativas, quando a cor da lagoa se apresentar verde escuro, o valor do pH provavelmente será alcalino. Se a cor for verde-amarelada ou esbranquiçada, com certeza foi iniciado o processo de acidificação.

O pH de uma lagoa facultativa varia ao longo do dia e nas diferentes camadas da massa líquida, prevalecendo na superfície, valores mais elevados. Durante as primeiras horas da manhã os valores de pH são baixos, devido à presença de excesso de gás carbônico (CO_2) produzido pela respiração bacteriana aeróbia durante a noite. Tornam-se mais elevados no período de 14 às 16 horas, ocasião em que as algas se encontram em plena atividade fotossintética. Durante a noite, o pH volta a declinar sensivelmente, pois, de um lado, as algas deixam de

consumir gás carbônico, e, de outro, ele continua a ser produzido pelas bactérias.

Para valores de pH acima de 9, ocorre uma redução ou mortandade das bactérias entéricas da espécie *Escherichia coli*.

4.2. Materiais tóxicos

Os materiais tóxicos tais como metais pesados, pesticidas, desinfetantes, sulfetos, despejos líquidos de indústrias de antibióticos e outros despejos industriais contidos no afluente das lagoas devem ser eliminados a priori, com a notificação do problema ao órgão estadual de controle do meio ambiente.

As lagoas anaeróbias são excelentes sistemas de tratamento para remoção de materiais pesados através do processo de sedimentação que ocorre naturalmente.

As lagoas de estabilização de maneira geral, são mais sensíveis à presença de substâncias tóxicas do que qualquer outro tipo de tratamento de esgotos. O tempo de retenção permite adaptação gradual da biomassa às substâncias inibidoras por meio de uma seleção natural. As espécies mais resistentes sobrevivem e se multiplicam enquanto que as mais sensíveis são eliminadas.

4.3. Oxigênio dissolvido

O oxigênio dissolvido, (OD), é o melhor indicador de uma operação satisfatória em uma lagoa facultativa ou de maturação. A principal fonte de OD, utilizado pelos microrganismos na estabilização da matéria orgânica e nas suas funções respiratórias, provém do oxigênio produzido pela ação fotossintética das algas. Entretanto, a concentração de oxigênio dissolvido pode cair a menos de 1 mg/l durante a madrugada e algumas vezes, depois de um dia claro e ensolarado. A completa depleção de oxigênio pode ocorrer também durante a noite devido a uma excepcional explosão no crescimento de algas.

A camada superficial aeróbia serve para evitar que gases mal cheirosos produzidos pela camada anaeróbia sejam liberados. Todavia, problemas de odor podem ocorrer de vez em quando nas lagoas facultativas, a despeito da presença de oxigênio dissolvido na camada superficial. Por exemplo, no caso do desenvolvimento de algas verde-azuladas, em consequência de elevada temperatura da água ou quando placas de lodo flutuam na superfície de uma lagoa devido à temperatura do fundo ter aumentado rapidamente acima de 22°C e uma forte liberação de gás ter sido efetuada.

5. FATORES MICROBIOLÓGICOS

5.1. Nutrientes

Tanto as bactérias quanto as algas necessitam de uma fonte de nutrientes para crescerem e se multiplicarem. Vários elementos são necessários, porém, o carbono, o nitrogênio e o fósforo são requeridos em maior quantidade.

O esgoto doméstico contém todos os nutrientes necessários para manter uma comunidade de bactérias e algas. Quando a matéria orgânica é suficiente para um ótimo crescimento bacteriano, automaticamente é também adequada para que haja o desenvolvimento de uma população de algas.

A razão carbono/nitrogênio/fósforo para o esgoto doméstico é da ordem de 11,4 : 3,7 : 1, enquanto que, para o desenvolvimento e reprodução de algas, essa razão é de 106 : 15 : 1. Para as bactérias aeróbias, uma relação aproximada de DBO/nitrogênio /fósforo é cerca de 100 : 5 : 1.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- McGARRY, M.G. & PESCOD, M.B. (1970), *Stabilization pond design criteria for tropical Asia*, in Waste Treatment Lagoons, Proc. 2nd Int. Symp., Kansas city, Missouri, Estados Unidos.
- WHO EMRO (1987), *Wastewater stabilization ponds: principles of planning and practice*, Tech. Pub. N. 10. Alexandria, Egito.
- CETESB (1989), *Operação e manutenção de lagoas anaeróbias e facultativas*, Série Manuais, São Paulo.
- MENDONÇA, S.R. (1990), *Lagoas de estabilização e aeradas mecanicamente: novos conceitos*, Ed. S.R. Mendonça, João Pessoa, Brasil.
- GLOYNA, E.F. (1971), *Waste stabilization ponds*, World Health Organization, Geneve, Suíça.
- ARCEIVALA, S.J. (1981), *Wastewater treatment and disposal: engineering and ecology in pollution control*, Marcel Dekker, Inc., Nova York.
- ECKENFELDER Jr., W.W. (1966), *Industrial water pollution control*, McGraw-Hill, Nova York.
- SELCUK, S. (1974), *M.S. Thesis*, Middle East Tech. Univ., Ankara, Turquia.
- OSWALD, W. (1972), *Complete waste treatment ponds*, in Advances in water pollution research, 6th Int. Conf., Jerusalem, Israel.
- NEEL, J., McDERMOTT, J. & MONDAY, C. (1961), *Experimental lagooning of raw sewage in Fayette, Missouri*, Jour. WPCF, 33.
- FORERO, R.S. (1985), *Lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados para el tratamiento de aguas residuales*, Manual DTIAPA N.C-14, CEPIS/OPS/OMS, Lima, Peru.
- MATSUSHITA, A.T., (1972), *Estudo experimental sobre lagoas de estabilização para esgoto sanitário*, Dissert. de mestrado, Esc. de Eng. de São Carlos, São Paulo.
- SILVA, S.A. (1982), *On the treatment of domestic sewage in waste stabilization ponds in Northeast Brazil*, Ph.D. thesis, Dandee Univ., Escócia.
- ARCEIVALA, S.J., LAXMINARAYANA, J., ALAGARSAMY, S. & SASTRY, C. (1970), *Waste stabilization ponds - design, construction and operation in India*, Nat. Env. Eng. Res. Inst. Nagpur, India.
- MARA, D.D. (1976), *Sewage treatment in hot climates*, John Wiley & Sons, Londres.

AZEVEDO NETTO, J.M. et al (1975), *Lagoas de estabilização*, 2ª ed., CETESB, São Paulo.

LIMA, L.M.R.; KONIG, A.; CEBALLOS, B.S.O.; FLORENTINO, I.Q.B. & FREITAS, V.L.B. (1991), *Diversidade de algas no sistema de lagoas de estabilização de Guarabira, PB*, 43ª Reunião Anual da Sociedade Brasileira para o Progresso da Ciência, Rio de Janeiro.

FLORENTINO, I.Q.B.; KONIG, A.; CEBALLOS, B.S.O. & FREITAS, V.L.B. (1991), *Remoção de matéria orgânica, bactérias indicadoras e helmintos no sistema de lagoas de estabilização de Guarabira, PB*, 43ª Reunião Anual da Sociedade Brasileira para o Progresso da Ciência, Rio de Janeiro.

CAVALCANTI, C. DE P.T.; KONIG, A.; MENDONÇA, S.R. & CEBALLOS, B.S.O. (1991), *Variação de coliformes fecais e diversidade de algas em lagoas de estabilização em série tratando esgoto doméstico, Guarabira, PB*, in XVI Congresso Brasileiro de Microbiologia, Santos, São Paulo.

FLORENTINO, E.R.; KONIG, A.; CEBALLOS, B.S.O. & NÓBREGA, A. (1991), *Coliformes fecais e ascaris lumbricoides no ciclo diário do esgoto bruto e efluente final de um sistema de lagoas de estabilização, Guarabira, PB*, in XVI Congresso Brasileiro de Microbiologia, Santos, São Paulo.

MENDONÇA, S.R. (1991), *Lagoas de estabilização e aeradas mecanicamente*, in Seminário sobre Saneamento de Baixo Custo, Depto. de Engª Hid. e Sanitária da Universidade de São Paulo, São Paulo.

FLORENTINO, I.Q.B. (1992), *Caracterização do sistema de lagoas de estabilização do município de Guarabira, PB*, Dissert. de mestrado, Univ. Fed. da Paraíba, Campina Grande, PB, Brasil.

7. ANEXOS

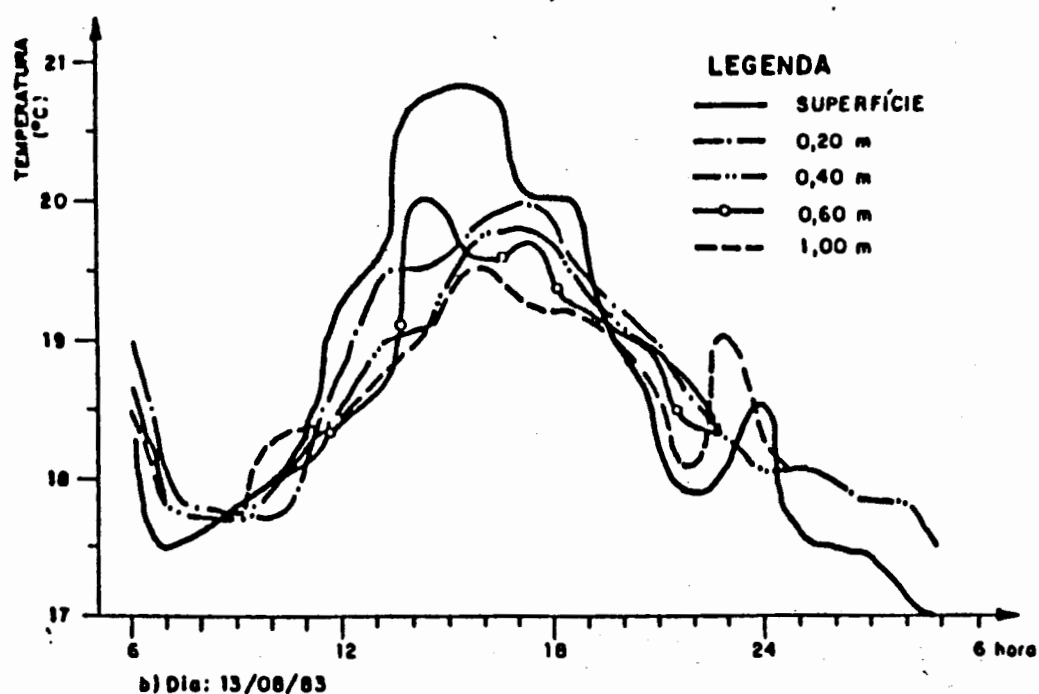
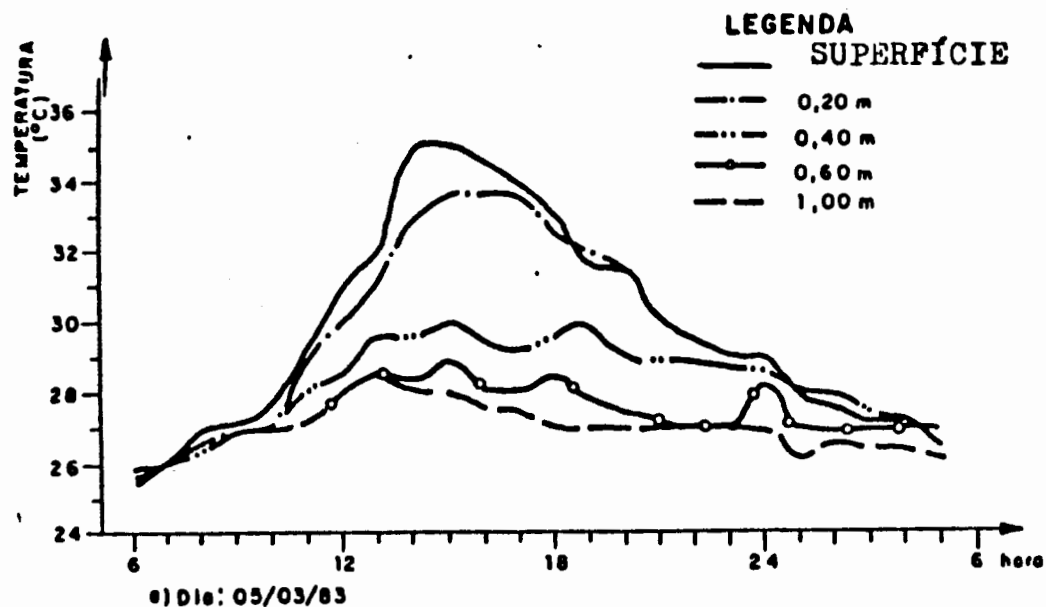


Figura 1.1 - Variação horária da temperatura nas diferentes profundidades de uma lagoa facultativa (Profundidade útil: 1,20 m)

a) Situação de má mistura vertical

b) Situação de boa mistura vertical

Ponte: CETESB (1989)

VELOCIDADE DE FOTOSSÍNTESE NORMALIZADA

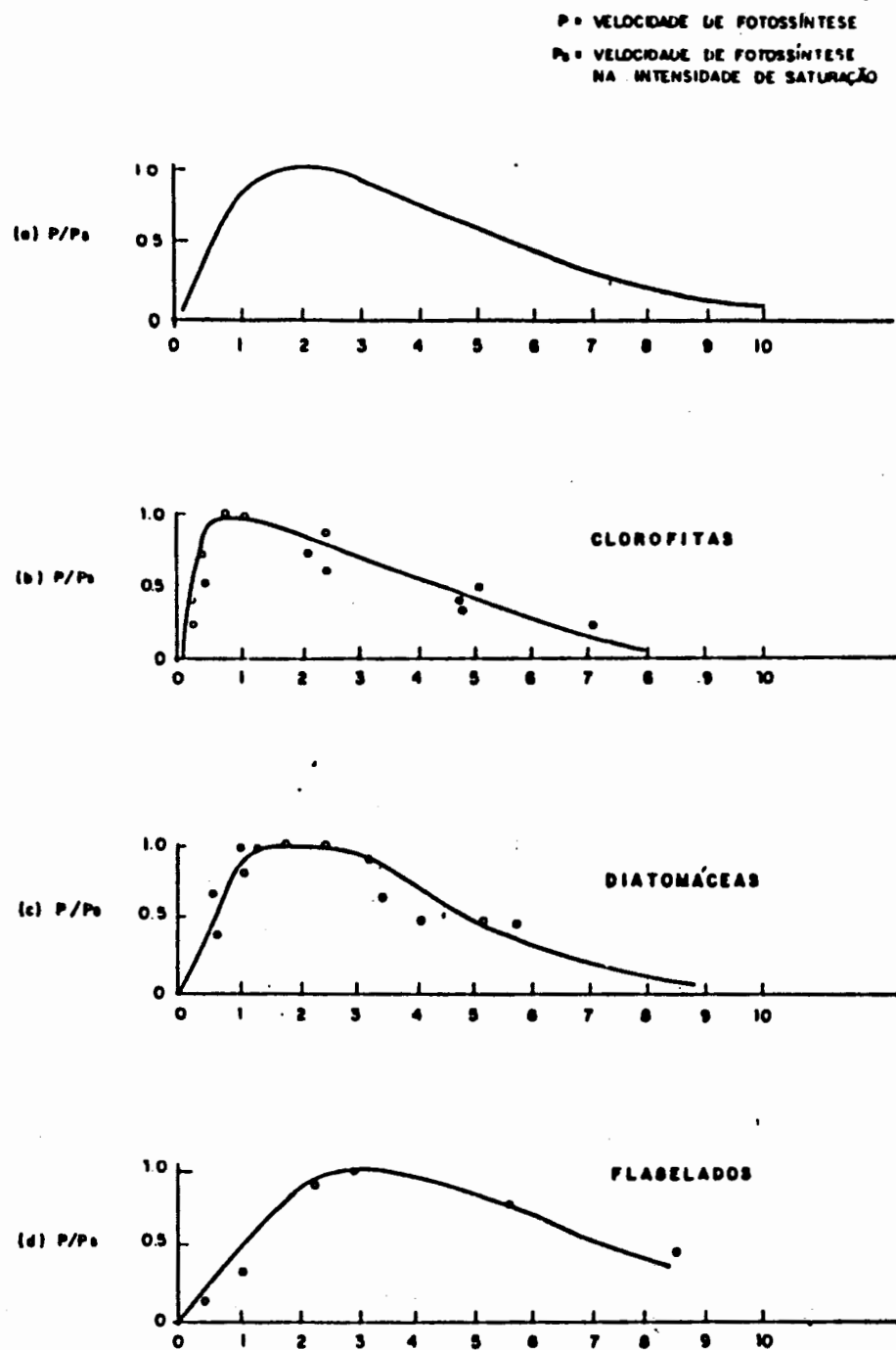


Figura 1.2 - Intensidade da luz (10^3 vela-pé)
 Variação da fotossíntese normalizada em função da
 intensidade da luz incidente
 a) Curva teórica b,c,d) Valores medidos (1958)

Fonte: CETESB (1989)

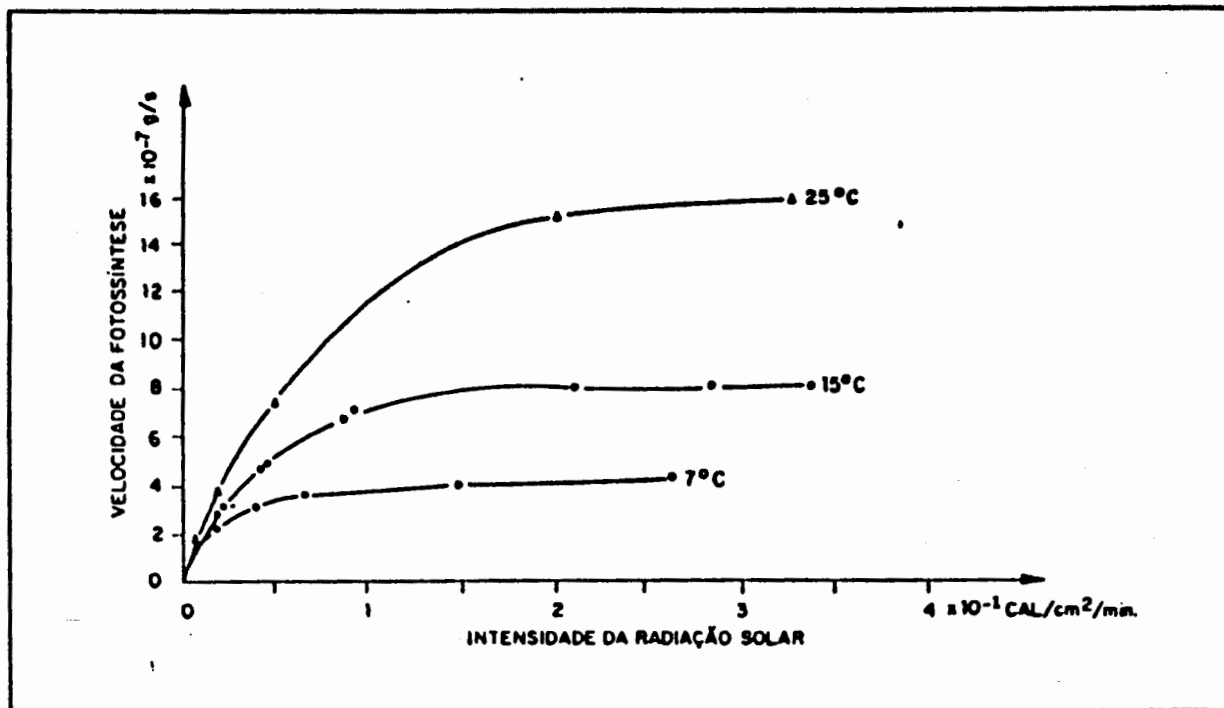


Figura 1.3 - Variação da velocidade de fotossíntese em função da temperatura e radiação solar

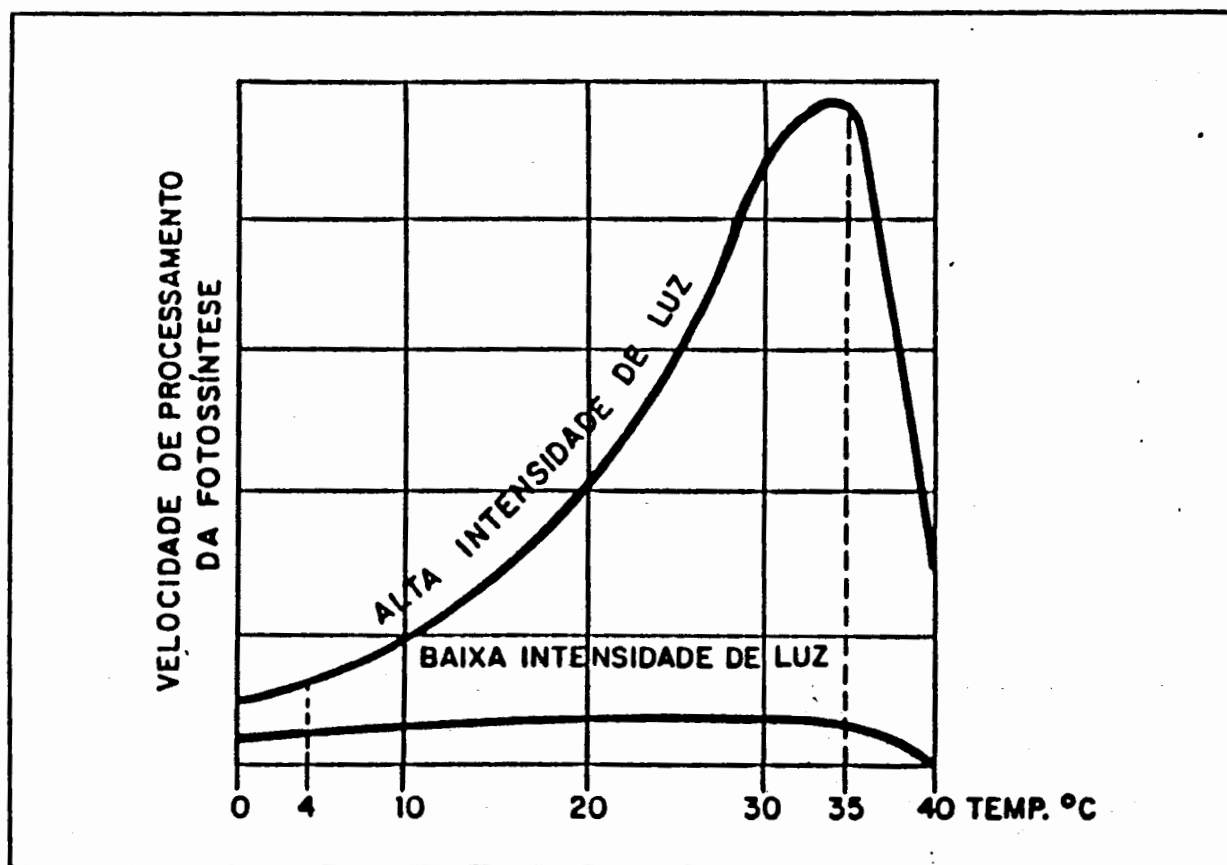


Figura 1.4 - Relação entre a velocidade de processamento da fotossíntese e a temperatura

Fonte: CETESB (1989)

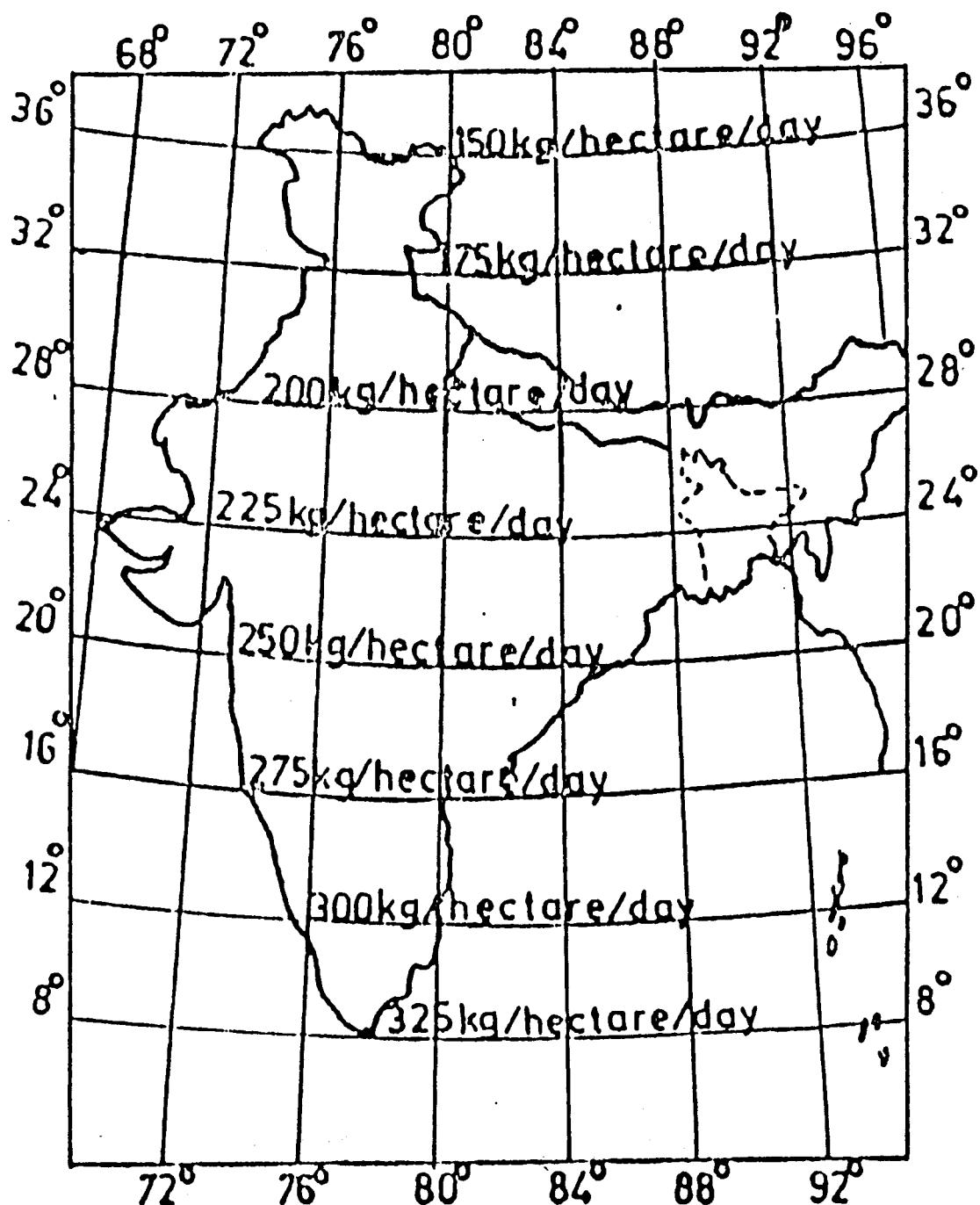
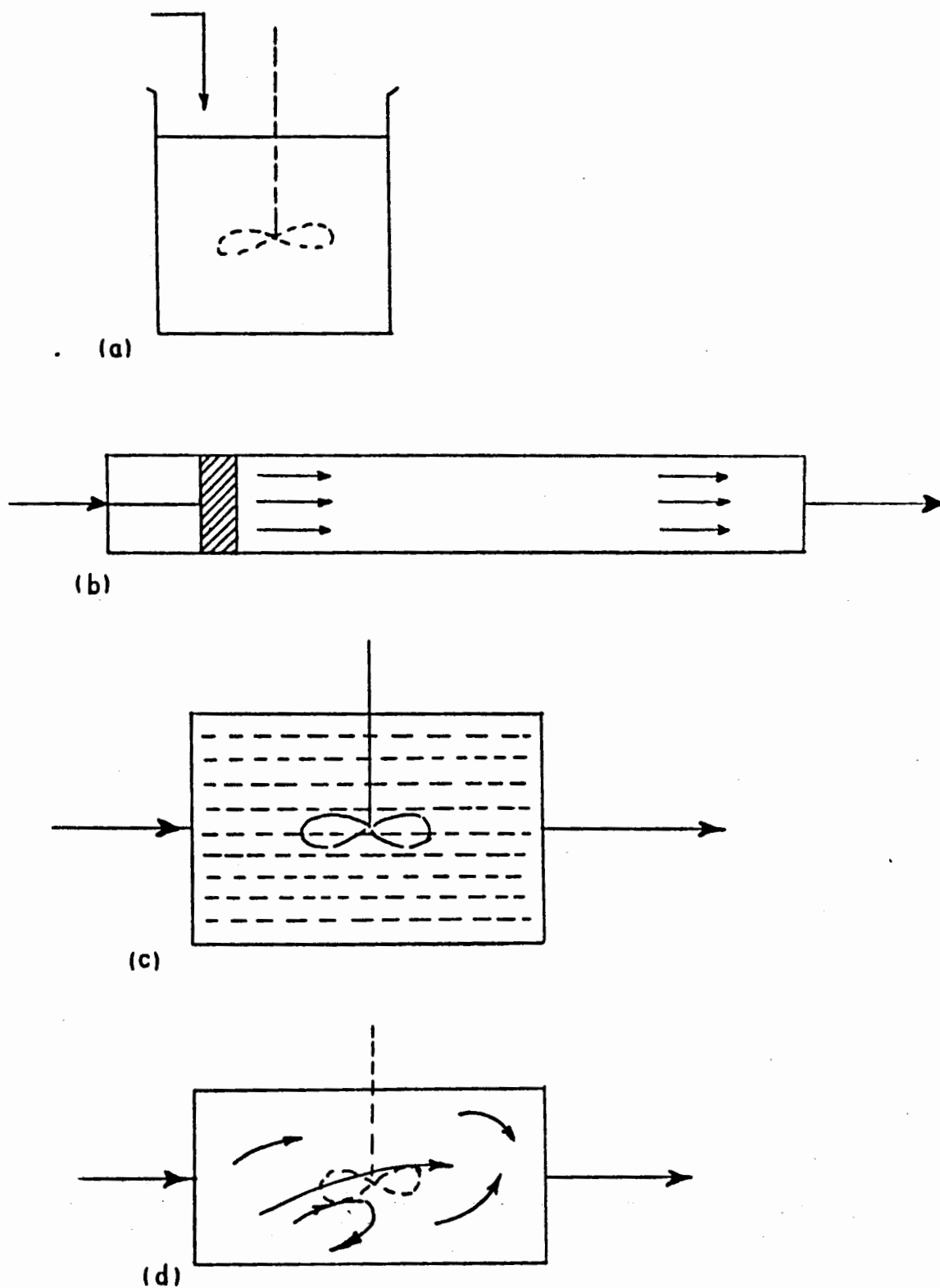


Figura 1.5

CARGAS ORGÂNICAS RECOMENDADAS PARA LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO NA ÍNDIA
EM FUNÇÃO DA LATITUDE

Fonte: ARCEIVALA ET ALI (1970), *Waste Stabilization Ponds - Design, Construction and Operation in India*, Nat. Env. Eng. Res.Inst., Nagpur, India



Figural.6 - Diferentes tipos de reatores: a) reator tipo batelada; b) reator tipo fluxo em pistão; c) reator tipo mistura completa e reator tipo fluxo disperso

Fonte: ARCEIVALA (1981)

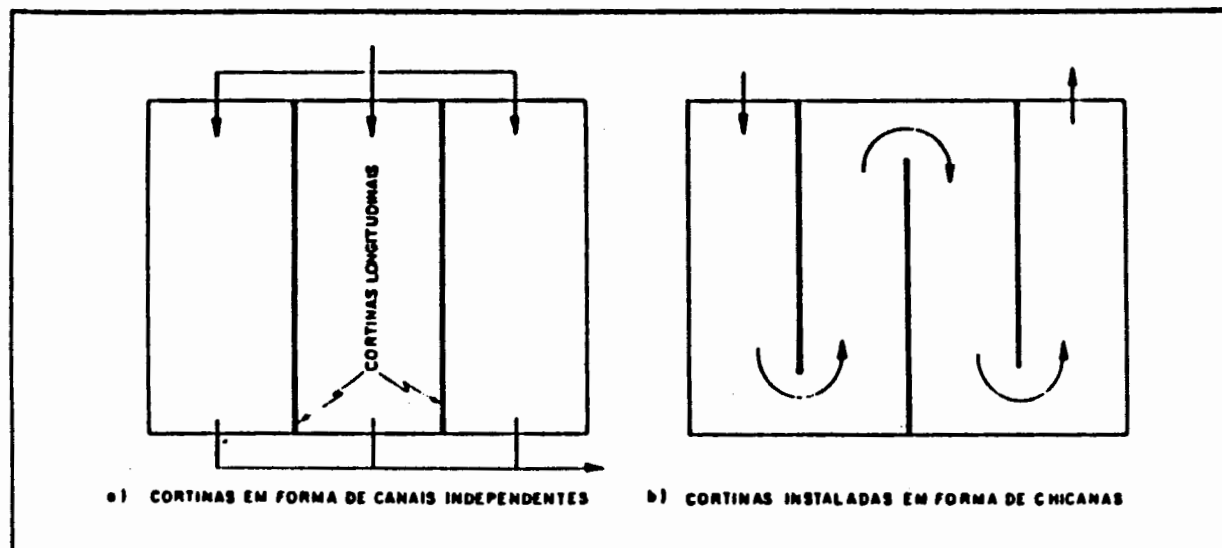


Figura 1.7 - Esquemas possíveis de emprego de cortina em lagoas de estabilização

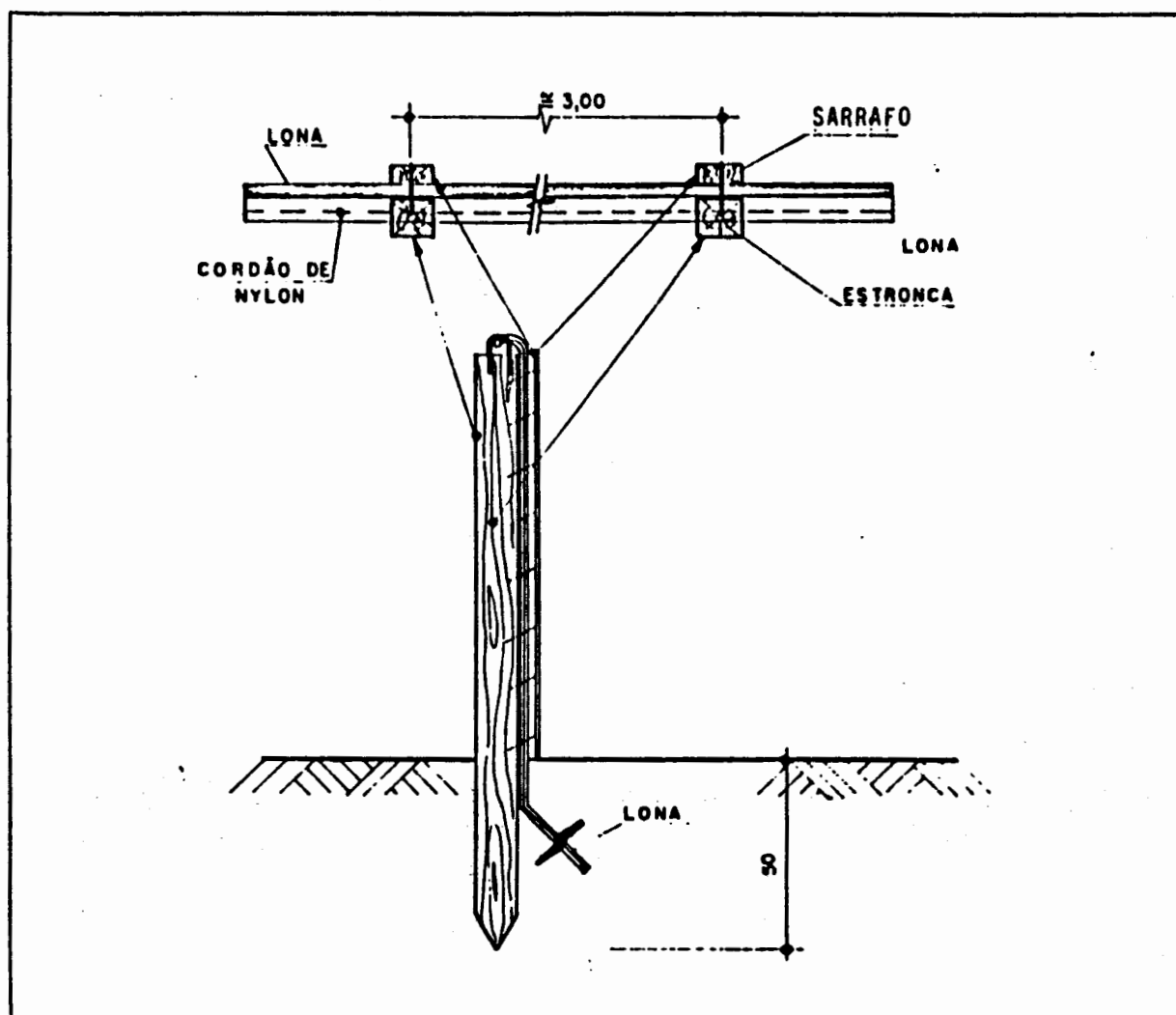


Figura 1.8 - Detalhe de fixação das lonas plásticas nas lagoas de estabilização

Fonte: CETESB (1989)

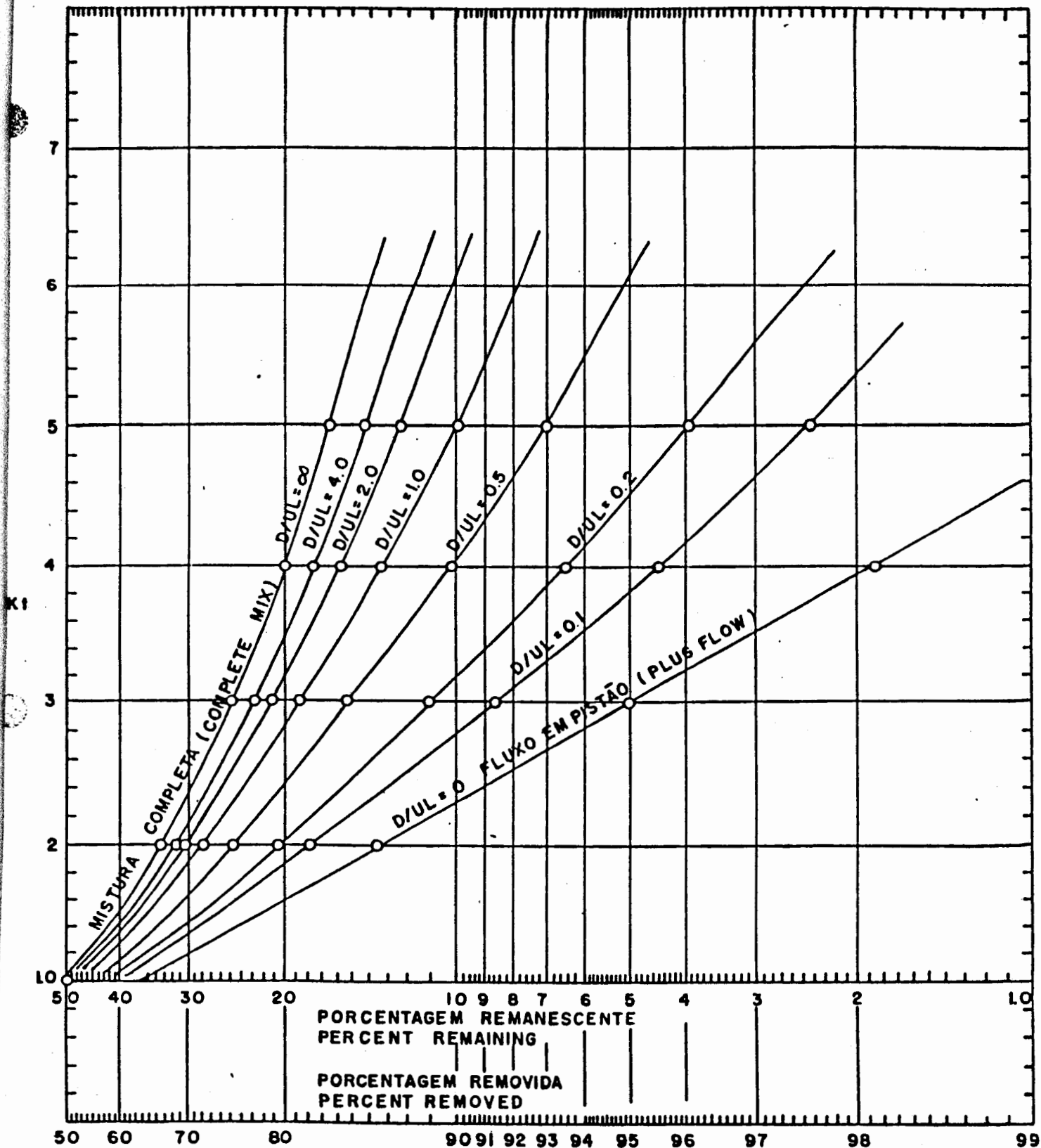


Fig.1.9 DETERMINAÇÃO DE EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DO SUBSTRATO USANDO A EQUAÇÃO DE WEHNER - WILHEM
DETERMINATION OF SUBSTRATE REMOVAL EFFICIENCY USING WEHNER- WILHEM EQUATION

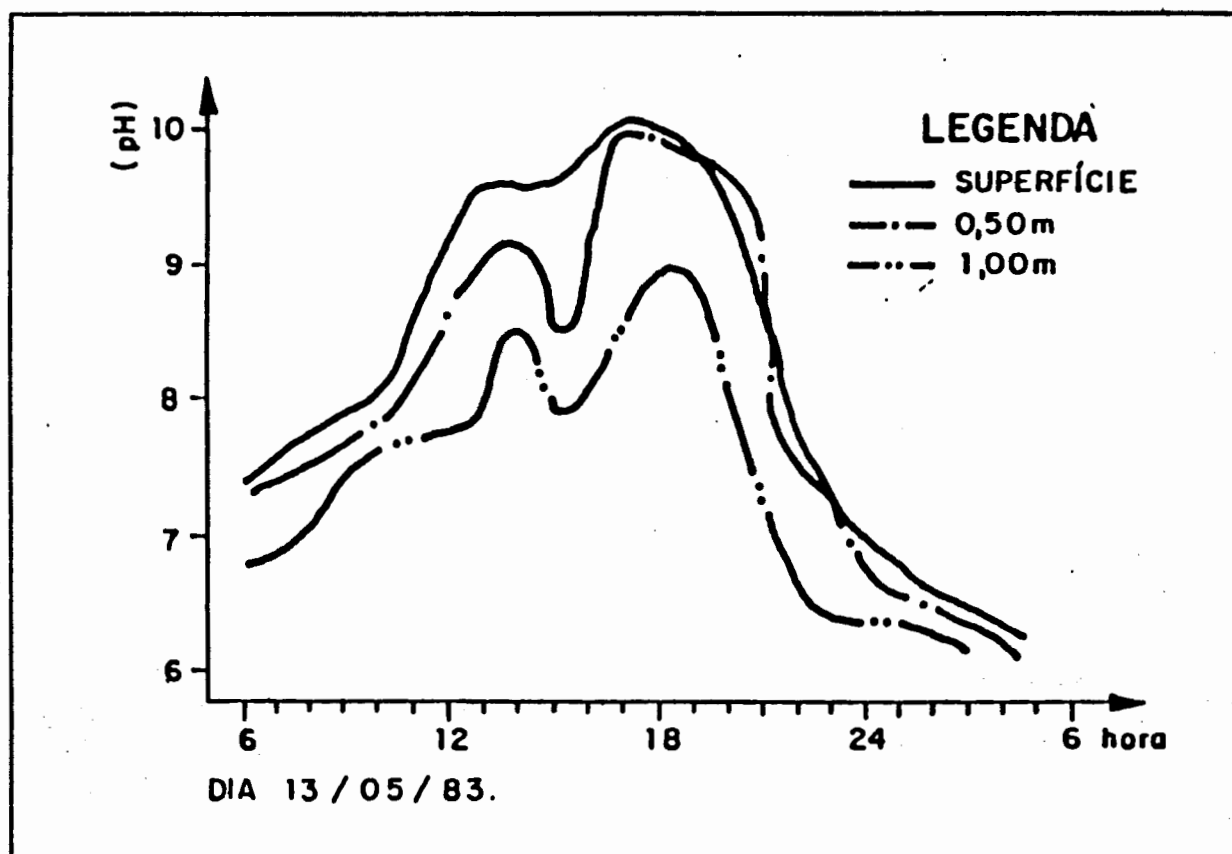


Figura 1.10 - Variação horária do pH em diferentes camadas de uma lagoa facultativa (Profundidade útil: 1,20 m)

Fonte: CETESB (1989)

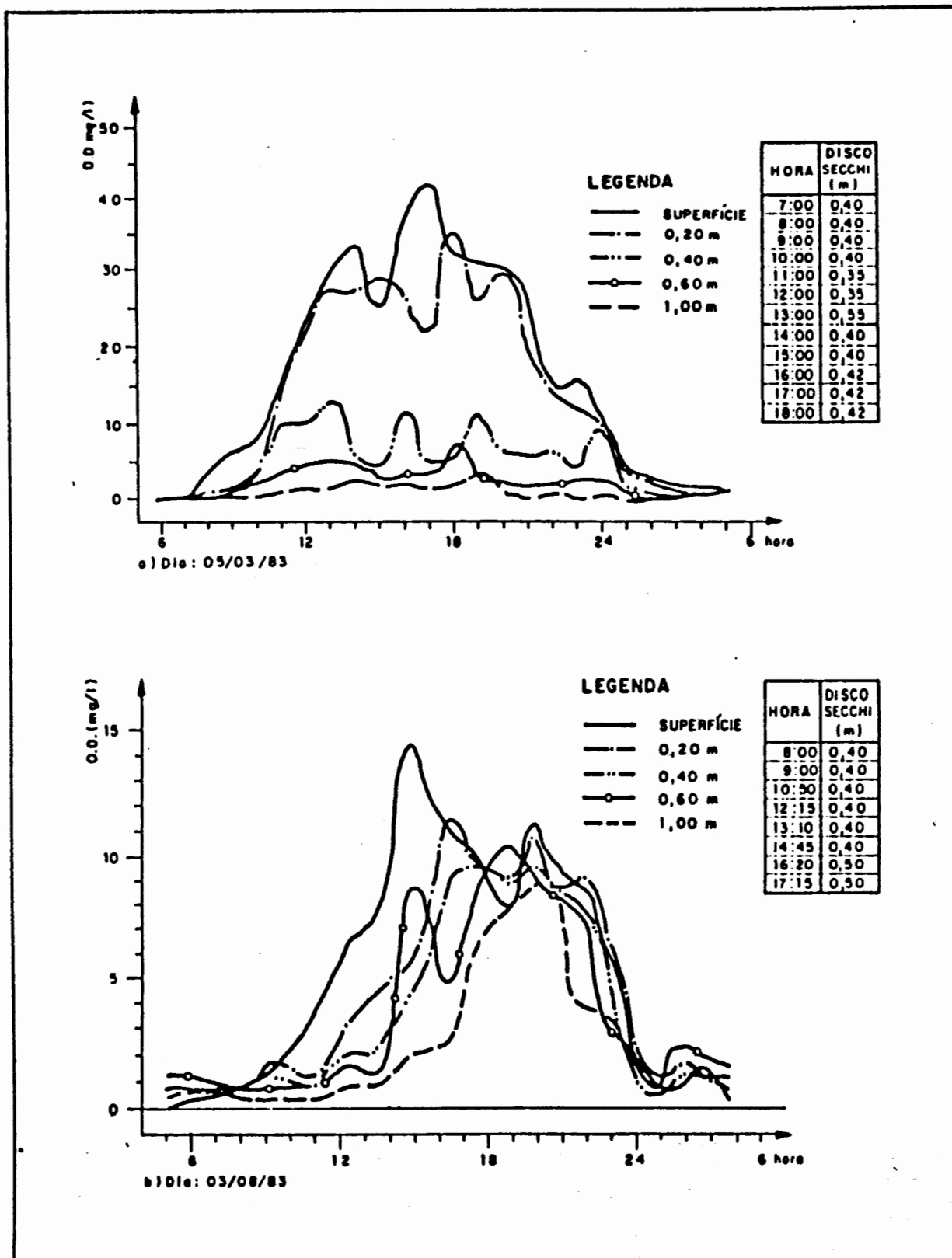


Figura 1.11 - Variação horária de oxigênio dissolvido nas diferentes profundidades de uma lagoa facultativa (Profundidade útil: 1,20 m)

a) Condição de má mistura vertical
b) Condição de boa mistura vertical

Fonte: CETESB (1989)

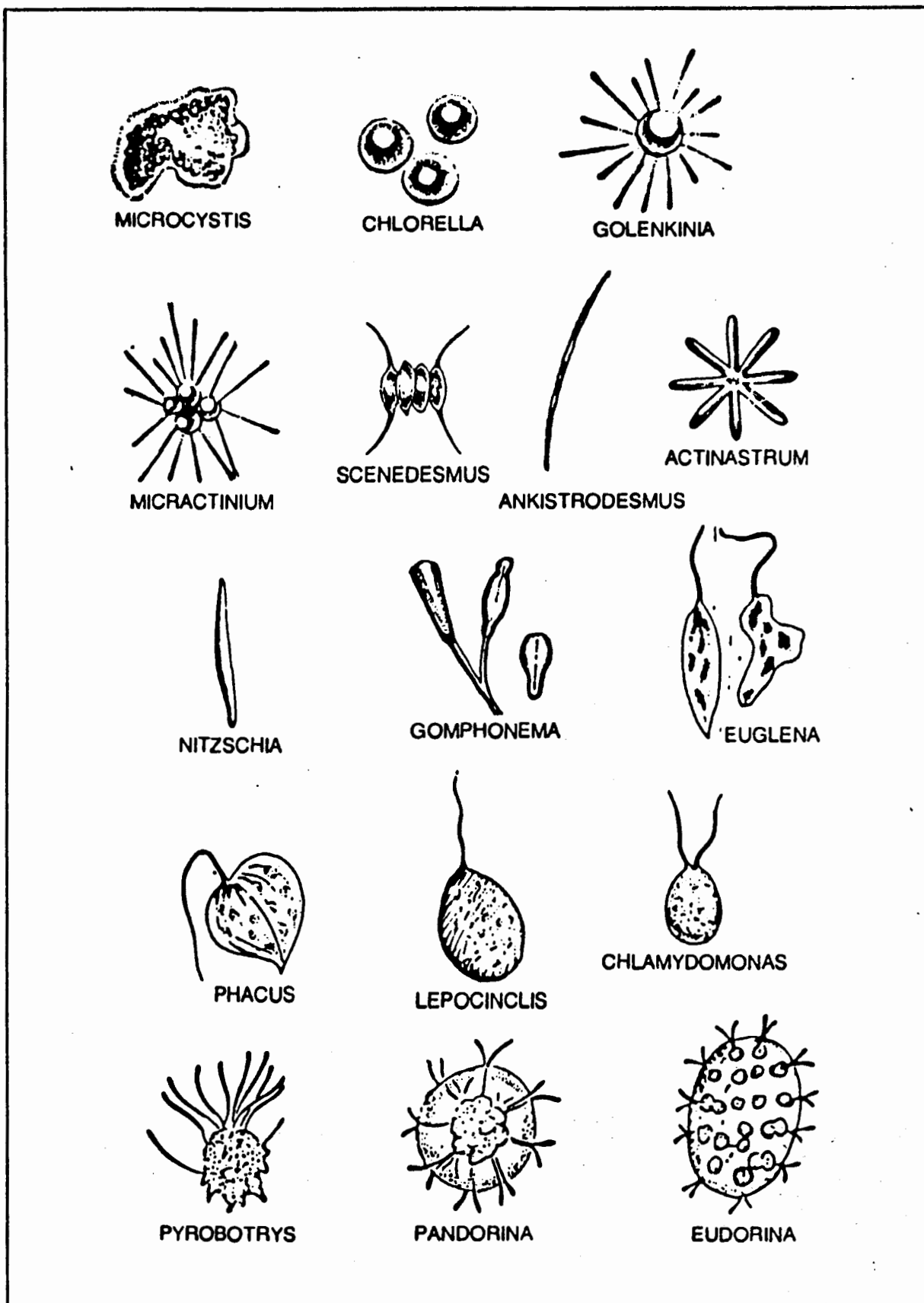


Figura 1.12 - Gêneros de algas comumente encontradas nas lagoas de estabilização

Fonte: CETESB (1989)

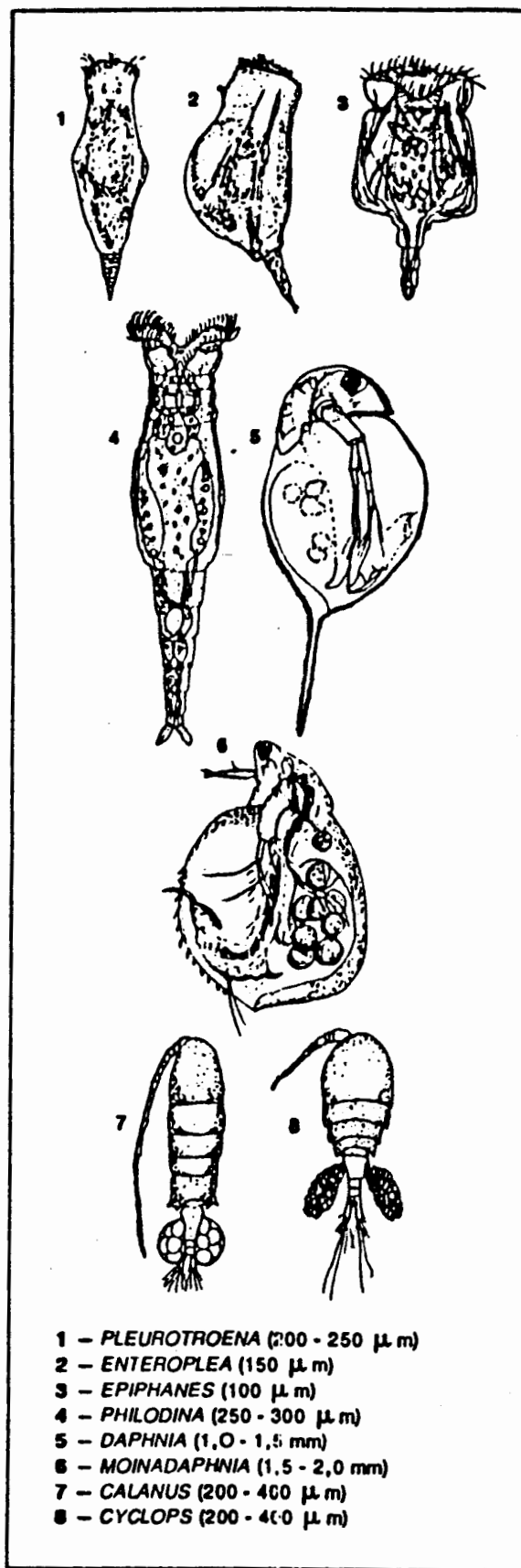


Figura 1.13 - Micrometazoários rotíferos

Fonte: CETESB (1989)

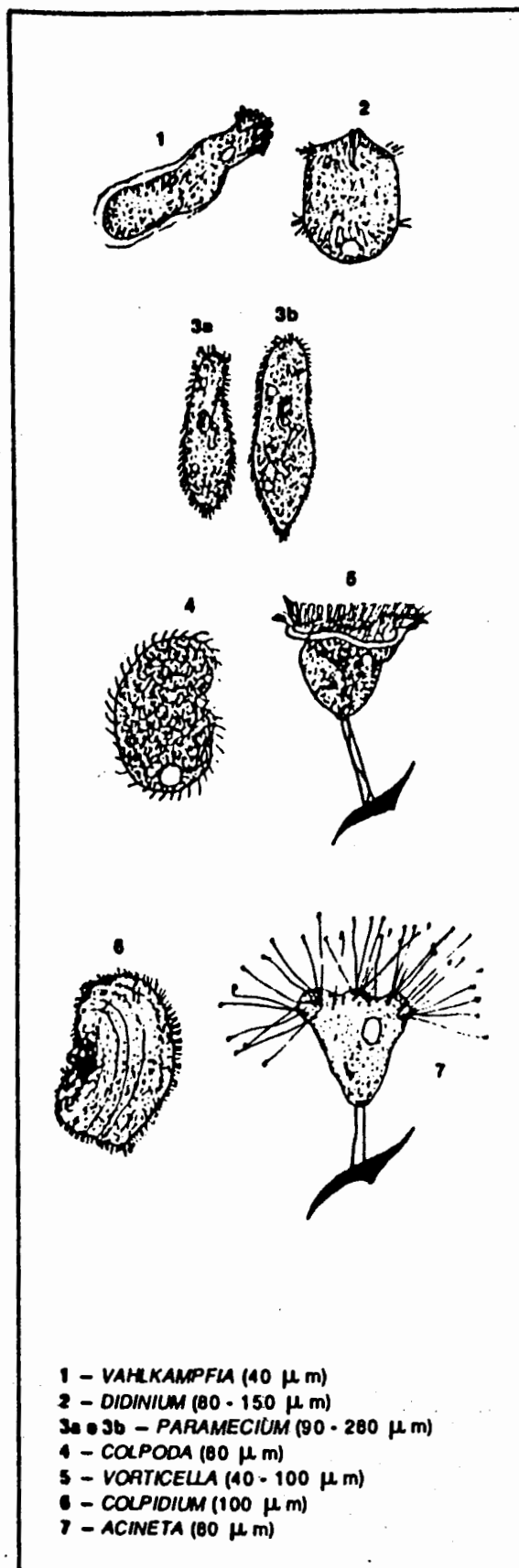


Figura 1.14 - Protozoários ciliados

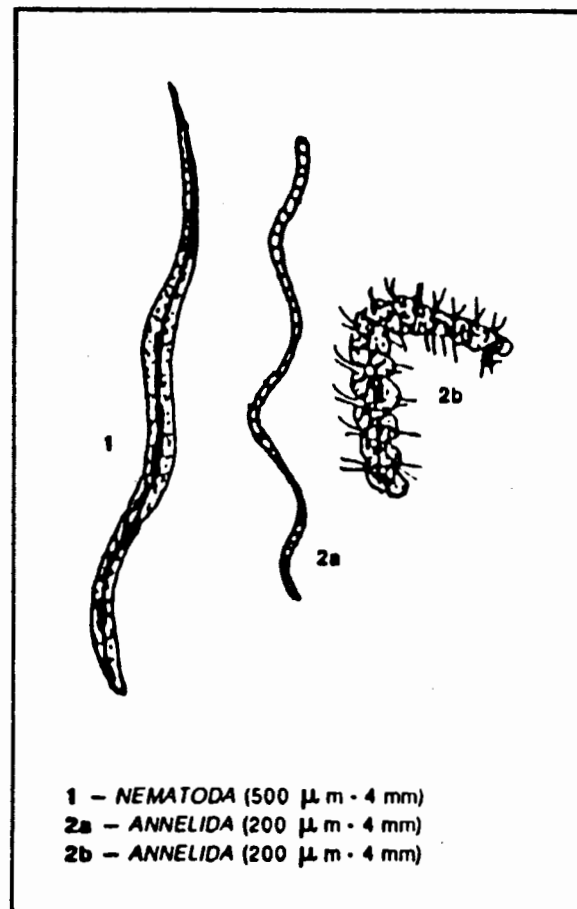
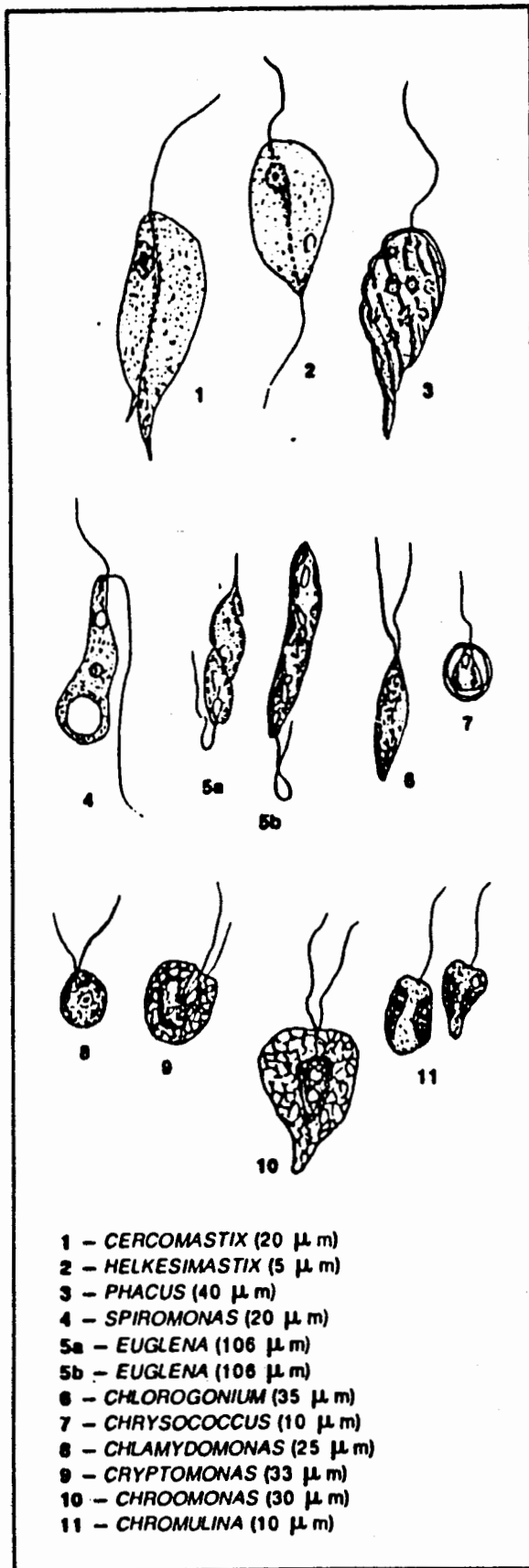


Figura 1.16 - Vermes

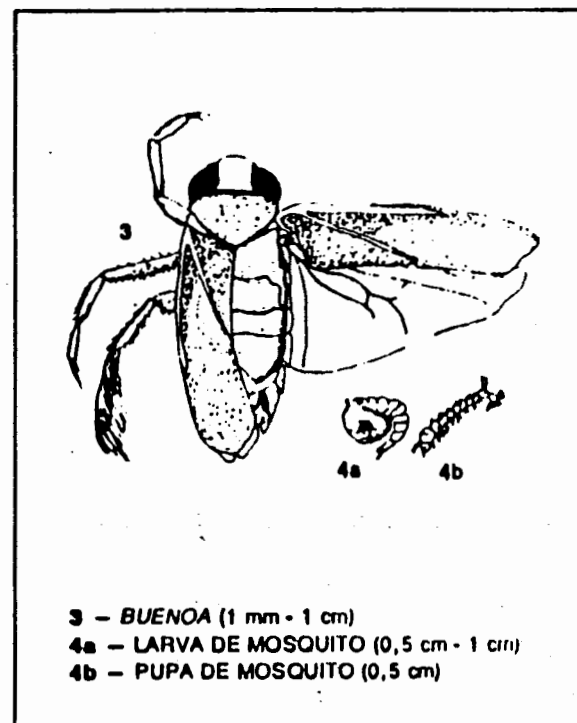


Figura 1.17 - Insetos

Figura 1.15 - Protozoários flagelados

Fonte: CETESB (1989)

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA
SECCION DE INGENIERIA AMBIENTAL**

**ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE - OMS
ORGANIZAÇÃO PANAMERICANA DA SAÚDE - OPS**

**CURSO INTENSIVO CRITERIOS, PARA PROYECTO, CONSTRUCCION
Y GESTION DE: LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE AGUAS RESIDUALES.**

ASPECTOS ECONÔMICOS, INSTITUCIONAIS E DE PESSOAL

**CURSO SOBRE LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO:
PROJETO, CONSTRUÇÃO E OPERAÇÃO
México, D.F., 07 a 11 de setembro de 1992**

ASPECTOS ECONÔMICOS, INSTITUCIONAIS E DE PESSOAL

* Eng. Sérgio Rolim Mendonça

1. INTRODUÇÃO

As lagoas de estabilização são um dos processos mais eficientes que existem para o tratamento de esgotos domésticos e industriais.

Para que se alcance o êxito esperado no desenvolvimento de um projeto de saneamento, no nosso caso, das lagoas de estabilização, é necessário que sejam estabelecidas políticas e organização administrativa, além dos recursos necessários para assegurar total êxito em todas as etapas da vida útil desse sistema.

Os projetos de saneamento fracassam muitas vezes por falta de organização, de apoio do governo ou mesmo por falta de interesse do setor.

Um dos motivos desse fracasso é a falta de compreensão dos benefícios que poderão ser obtidos pela comunidade, já que não podem ser facilmente quantificados. Outro fator importante é a falta de conhecimento que existe, tanto dos leigos, como muitas vezes, dos próprios técnicos, de tecnologias apropriadas e de baixo custo que poderão ser usadas para as áreas urbana e rural.

2. ASPECTOS ECONÔMICOS

Entre as diversas alternativas para a disposição dos esgotos, por exemplo, destacam-se as seguintes:

- . alto grau de tratamento, associado a nenhum transporte ou afastamento;
- . longo transporte ou afastamento, associado a nenhum tratamento;

* "Master of Science" em Controle da Poluição Ambiental pela Universidade de Leeds, Inglaterra e Consultor a Curto Prazo da Organização Panamericana da Saúde - OPS/OMS.

- . soluções intermediárias, com alguns graus de tratamento associados a algum transporte ou afastamento.

Segundo Rodrigues(1975), entre os aspectos que orientam o engenheiro na escolha da alternativa mais adequada, o econômico é um dos mais importantes, principalmente nos países em fase de desenvolvimento.

Para mostrar que o sistema de lagoas de estabilização é freqüentemente a solução mais viável, a despeito do relativo custo elevado do terreno, Arthur (1983), efetuou pesquisa em quatro tipos de processos de tratamento de esgotos.

Esses sistemas compreendiam os seguintes processos:

- . Sistema de lagoas de estabilização, composto de lagoas anaeróbia, facultativas e de maturação em série;
- . Sistema de lagoas aeradas mecanicamente, composto de lagoas aeradas facultativas e de maturação em série;
- . Sistema de valos de oxidação, composto de valos de oxidação, decantadores secundários e leitos de secagem de lodos;
- . Sistema de filtração biológica, composto de decantadores primários e secundários, filtros biológicos, digestores e leitos de secagem de lodos.

Algumas hipóteses foram assumidas, de modo que fosse possível a comparação de custos entre os diversos processos.

Foram considerados custos de construção, operação, manutenção e alguns custos adicionais.

Em relação ao projeto foram considerados:

. população contribuinte	250.000 hab.
. contribuição de esgotos	120 l/hab.dia
. vazão média diária	30.000 m ³ /dia
. contribuição de DBO ₅	40 g/hab.dia
. carga diária de DBO ₅	10.000 kg/dia
. temperatura do esgoto	20° C
. concentração de coliformes fecais no esgoto bruto	2 x 10 ⁷ CF/100 ml
. padrão para DBO ₅ do efluente	25 mg/l
. padrão para coliformes fecais do efluente	10.000 CF/100 ml

As lagoas de estabilização tinham as seguintes profundidades, respectivamente, lagoas anaeróbicas: 4m; lagoas facultativas: 1,8 m e lagoas de maturação: 1,5 m. Foram admitidos módulos em paralelo e a área total requerida era de 46 hectares.

O sistema de lagoas aeradas admitia a seguinte hipótese: a lagoa primária era do tipo aerada facultativa, com tempo de retenção igual a 4 dias e profundidade de 3,5 m; a segunda era do tipo facultativa com profundidade de 1,75 m e as demais, de maturação, com profundidades iguais a 1,5 m. A área total requerida era de 50 hectares.

No caso do sistema de valos de oxidação, os valos tinham tempo de retenção igual a 1 dia; os decantadores secundários, tempo de retenção de 4,4 horas e a taxa para dimensionamento do leito de secagem, igual a 10 habitantes/m². A estimativa da área total necessária para a construção era de 20 hectares. Também admitiu-se que, para se obter o padrão de 10.000 CF/100 ml no efluente, teria que haver algum tipo de tratamento terciário, provavelmente, cloração do efluente.

O sistema de filtração biológica admitiu, tempo de retenção para os decantadores primários e secundários, como sendo igual a 6 horas. A camada do filtro biológica era de 2 metros até duas vezes a taxa de circulação média de vazão. Para o leito de secagem, sua área foi calculada para a taxa de 8 habitante/m². O sistema total requereu 25 hectares. Admitiu-se também algum tipo de tratamento terciário para se obter o padrão exigido de coliformes para o efluente.

A tabela (1.1) mostra o valor presente líquido, em dólares, por um período de 25 anos, das alternativas propostas. Esses dados consideram que o terreno foi comprado no ano zero com um valor de US\$ 5/m², sendo, por isso, o valor presente do terreno igual ao custo atual. O gasto subsequente com capital foi distribuído entre 2 e 5 anos, depois dos quais se esperam os custos operacionais ou benefícios. Os custos operacionais e os benefícios referem-se ao período compreendido entre 5 e 25 anos, porém, os fluxos de custo foram considerados a partir do ano zero.

O trabalho apresentado por Arthur (1983) mostra que, das soluções propostas, o sistema de lagoas de estabilização é o mais viável economicamente desde que o custo do terreno seja igual ou menor do que US\$ 5/m².

Do trabalho de Arthur (1983), é fácil depreender que o sistema de lagoas de estabilização é a solução mais barata quando o custo do terreno está compreendido entre US\$ 50.000 e US\$ 150.000 por hectare, dependendo do custo marginal do capital. Ocorre que esses valores são muito mais altos do que os custos de terra de cultivo de 1ª qualidade na Europa, por exmplo.

Recentemente, o jornal brasileiro, A Folha de São Paulo (1991), publicou um artigo sobre a valorização de terra agrícola no Estado de São Paulo e seus respectivos custos. A tabela (1.2) apresenta os custos mais valorizados dessas terras em cidades do interior de São Paulo.

Tabela 1.1 - Valor Presente Líquido dos Sistemas Propostos* (US\$ 10⁶)

ITEM	SISTEMA	LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO	LAGOAS AERADAS	VALOS DE OXIDAÇÃO	FILTROS BIOLÓGICOS
CUSTO					
Capital + terreno		5,68	6,98	4,80	7,77
Operacional		0,21	1,28	1,49	0,86
		-----	-----	-----	-----
Sub-total		5,89	8,26	6,29	8,63
BENEFÍCIO					
Renda Irrigação		0,43	0,43	0,43	0,43
Renda Piscicultura		0,30	0,30	--	--
		-----	-----	-----	-----
Sub-total		0,73	0,73	0,43	0,43
TOTAL					
		-----	-----	-----	-----
Valor Presente Líq.		5,16	7,53	5,86	8,20
Custo per Capita (US\$)					
		20,64	30,12	23,44	32,80

* O custo admitido do terreno é de US\$ 5/m²

Fonte: adaptado de ARTHUR (1983)

Estudos efetuados por Narasiah et al (1986) apresentam custos per capita de vários processos usados para tratamento de esgotos, conforme é mostrado na tabela (1.3).

O que podemos concluir é que o *custo do terreno* geralmente não é um problema, porém, o grande problema é a *disponibilidade* da terra.

Nos estudos elaborados por Arthur (1983), não está incluído o custo residual do terreno. Se for incluído, o sistema de lagoas de estabilização é uma solução ainda mais barata. Por exemplo, a municipalidade de Concord, Califórnia, Estados Unidos, construiu um sistema de lagoas de estabilização em 1955, em cujo terreno valia na época US\$ 50.000/ha. Em 1975, esse mesmo terreno já estava cotado a US\$ 370.000/ha. Além disso, o sistema de lagoas é fácil de reverter a diferentes usos.

Tabela 1.2 - Preços de Terra Agrícola em São Paulo

CIDADE	CUSTO DA TERRA (US\$/ha)
Sorocaba	17.000
Campinas	11.000
São José dos Campos	7.500
Araçatuba	3.000

Fonte: adaptado de A FOLHA DE SÃO PAULO (1991)

Tabela 1.3 - Custo Efetivo de Tratamento de Esgotos

TIPO DE TRATAMENTO	CUSTO PER CAPITA SEM O TERRENO (US\$)	CUSTO TOTAL DE CAPITAL E OPERAÇÃO (US\$)
Lagoas de Estabilização	1,00 a 2,00	1,20 a 3,50
Lagoas Aeradas	1,50 a 2,25	4,10 a 7,00
Valos de Oxidação	1,75 a 2,60	5,50 a 10,00
Tratamento Convencional	3,20 a 9,50	5,00 a 20,00

Fonte: adaptado de NARASIAH et al (1986)

A operação e manutenção do sistema de lagoas é muito importante. Para que essa operação e manutenção sejam adequadas é necessário que hajam recursos suficientes destinados a tal fim. Essa receita deverá cobrir despesas essenciais, tais como, ferramentas, roupas de proteção, materiais de reparo, baterias para lanternas, papel para datilografia, impressos, papel higiênico, remédios para primeiros socorros, repelentes contra insetos, rotíferos, etc, além dos custos operacionais, como salário do operador, energia elétrica, etc. O salário pago ao operador deverá ser maior do que de um trabalhador braçal, tendo em vista as suas maiores responsabilidades no serviço. Deve-se observar, entretanto, que esses recursos não poderão nunca faltar para que o sistema funcione adequadamente.

3. ASPECTOS INSTITUCIONAIS E DE PESSOAL

3.1. Administração

Na maioria das vezes, os esforços do setor de abastecimento de água e esgotos estão fragmentados entre uma enorme variedade de instituições. Estruturas institucionais bastante organizadas são um requisito básico para a implementação, com êxito e longa duração, de projetos de abastecimento de água e esgotos.

A proliferação e fragmentação das atividades institucionais têm ocasionado sérios obstáculos aos programas de abastecimento de água e esgotos. Muitas vezes ocorre a duplicação de responsabilidades e ainda a competição entre as agências para estabelecer sua jurisdição.

O planejamento inadequado leva a soluções impróprias e a demora na implementação dos programas. As constantes dotações governamentais para o setor com a seguida perda da autonomia financeira faz com que hajam interferências políticas nos serviços. Em consequência o controle financeiro se torna impossível a operação do sistema o qual tenderá em breve a entrar em colapso.

Felizmente existem uma grande quantidade de serviços que funcionam muito bem e a maioria deles está ligada à comunidade, que é o principal elo para fortalecimento do sistema.

Uma estratégia nacional desenvolvida para o setor de abastecimento de água e esgotos pode fazer muito para superar os problemas institucionais.

O Brasil foi um bom exemplo de estratégia nacional neste setor. Até 1966, inúmeros organismos federais, estaduais e municipais eram responsáveis pelos serviços de abastecimento de água e esgotos em todo o país. A partir de 1967, toda a responsabilidade do setor ficou a cargo do Ministério do Interior. O Banco Nacional da Habitação, BNH, foi designado como agência executiva para o setor e em 1971 foi criado Plano Nacional de Saneamento, PLANASA. Este plano abrangia o projeto, financiamento, construção e operação de abastecimento de água, esgotos e drenagem das áreas urbanas, além do treinamento de seus recursos humanos. Era um programa dinâmico, cujos objetivos eram revisados periodicamente. Suas metas para 1990 eram:

- . dotar com serviços de abastecimento de água a pelo menos 90% da população urbana;
- . instalar ou estender sistemas de esgotos a pelo menos 65% da população urbana (principalmente naquelas cidades com populações maiores de 100.000 habitantes, onde sistemas de disposição de excretas individuais já não eram apropriados);
- . controlar e decrescer níveis de poluição em bacias hidrográficas

selecionadas, incluídas aquelas próximas às áreas metropolitanas.

O PLANASA foi implementado através das 26 companhias Estaduais de Água e Esgotos, todas companhias de economia mista, criadas em cada estado incorporando também os sistemas municipais. Entretanto, uma significativa quantidade de municipalidades não foi incorporada, permanecendo autônomas.

Segundo dados da ABES (1990), a maioria dos brasileiros vive na cidade. A população urbana do Brasil em 1989 correspondia a 76,2% da população total, com 23,8% vivendo nas áreas rurais. No mesmo período, o Brasil tinha 86,2% da população urbana servida com abastecimento de água (100 milhões de habitantes) e 37,8% da mesma população servida com esgotos (44 milhões de habitantes).

Os benefícios alcançados pelo Brasil com o PLANASA incluíram economia de escala, origem dos recursos centralizados, programas nacionais de treinamento e planejamento coordenado. Além disso, as agências financiadoras internacionais, como o Banco Mundial, por exemplo, podem dar empréstimos a uma única agência coordenadora em vez de a muitas menores.

Infelizmente, desde a abrupta extinção do Banco Nacional de Habitação, BNH, em 1986, o Brasil praticamente parou seu programa em saneamento básico.

Ao considerarmos as lagoas de estabilização, o órgão responsável pelo seu funcionamento e operação, deve estabelecer um departamento encarregado da administração do sistema de esgotos como um todo, isto é, coleta, transporte e facilidades de tratamento. A supervisão dos operadores é de vital importância para o bom funcionamento do sistema.

A avaliação do desempenho da lagoa deve ser efetuada pelo departamento. Os dados obtidos devem ser divulgados para que, no futuro, melhores projetos sejam elaborados. Atividades e cursos de treinamento devem ser previstos além da programação de determinadas pesquisas de interesse.

Sem uma efetiva administração e coleta de dados suficientes, o sistema de lagoas de estabilização irá pouco a pouco diminuindo sua eficiência até se deteriorar em pouco tempo.

3.2. Segurança

Todo sistema de lagoas de estabilização deve ser cercado para evitar a presença de intrusos ou animais extraviados. Se existir vida aquática nas proximidades, onde habitam jacarés ou outros répteis, deve-se evitar seu acesso às lagoas.

Os despejos sólidos provenientes das grades e caixas de areia devem ser enterradas imediatamente para se evitar problemas com moscas e maus odores. Todo material flutuante deverá ser removido ou afundado logo

que possível. Se for removido, deve ser enterrado de imediato. Rochas de pequeno diâmetro, brita, pedaços de madeira, estopas, etc, que caírem nas caixas de saída devem ser removidos.

Segundo WHO EMRO (1987), estão descritas abaixo as normas de segurança básica que o operador bem treinado de um sistema de lagoas de estabilização deve seguir.

- . deve lavar as mãos antes de beber ou comer, até mesmo antes de acender um fósforo;
- . uniformes de trabalho, capacetes, luvas, barcos e capas de chuva, devem permanecer sempre no local de trabalho;
- . as ferramentas, tais como, pás enxadadas, ancinhos e dispositivos para remoção de espuma devem ser lavadas com água potável antes de serem guardadas;
- . cortes, arranhões e queimaduras devem ser lavados e desinfectados imediatamente;
- . deve observar se suas mãos, uniformes e botas estão secas quando estiver trabalhando próximo a quadros de comando elétrico. Se estiver fazendo serviços de manutenção em equipamentos eletrônicos, além de manter seu corpo e vestimentos secos, deve usar luvas adequadas e ferramentas isolantes;
- . não deve encorajar amigos a visitá-lo, pois, se alguém cair dentro da lagoa poderá morrer afogado. O lodo depositado no fundo da lagoa é pegajoso podendo fazer com que a vítima não possa se salvar. Além disso, o risco de contaminação com os microrganismos existentes na massa líquida da lagoa é sério;
- . nas proximidades da lagoa, um barco, corda e salva-vidas devem estar disponíveis para qualquer eventualidade de resgate;
- . o operador deve ser vacinado contra tétano, febre tifóidee, se necessário, contra febre amarela e cólera, como tem sido sugerido pelas autoridades sanitárias. Deve também efetuar exames médicos periódicos;
- . o operador deve prestar estrita atenção à sua higiene pessoal. Por exemplo, deve manter suas unhas limpas e cortadas, porque unhas sujas são um meio de transmissão de doenças;

- uma caixa de primeiros socorros deve estar disponível em local acessível e visível. Essa caixa também deve conter antídotos apropriados contra picada de cobras, aranhas, escorpiões, etc, e seringas e agulhas descartáveis;
- o operador deve ser devidamente instruído em como prestar os primeiros socorros a si próprio e a outros, incluindo a aplicação de antídotos. Devido à localização das lagoas, geralmente situadas distante das áreas urbanas, assistência médica pode chegar tarde demais.

3.3 Pessoal

A quantidade de pessoas necessárias para o controle adequado das lagoas de estabilização é função da quantidade de células que compõem o sistema e sua área total.

Arceivala (1981), apresenta os resultados de uma pesquisa realizada na Índia em 41 estações de tratamento de esgotos compostas de lagoas de estabilização, como mostra a tabela (1.4).

Tabela 1.4 - Equipe necessária para a operação de sistemas de lagoas de estabilização

POPULAÇÃO SERVIDA POR LAGOA (hab)	P E S S O A L	
	SUPERVISOR	AJUDANTE
5.000	-	2
10.000	-	3
50.000	1	6
100.000	1	8
200.000	1	8

Fonte: adaptado de ARCEIVALA (1981)

A experiência da CETESB (1989), demonstra que é sempre necessário um supervisor, por menor que seja o porte da lagoa.

3.3.1. Funções do pessoal

A equipe que opera o sistema de lagoas de estabilização é sempre composta de um supervisor e um ou mais ajudantes, em função da magnitude e partes constitutivas do sistema.

O supervisor, responsável pelo funcionamento das lagoas deverá possuir conhecimentos básicos sobre a operação e manutenção desses sistemas. Deverá ser treinado periodicamente pelos órgãos responsáveis direta ou indiretamente pelo sistema ou pelas universidades existentes na sua região de trabalho.

Segundo a CETESB (1989), as principais funções do supervisor, são:

- . ter autoridade suficiente sobre o pessoal de operação e manutenção, instruindo-o sobre suas atividades;
- . informar pessoalmente o responsável pelo sistema sobre o funcionamento e o estado geral das lagoas de estabilização;
- . realizar os controles necessários à operação normal da instalação, tais como:
 - .. meteorológicos: envolvendo a leitura dos instrumentos, dos registros e sua manutenção;
 - .. físico-químicos: envolvendo a leitura de parâmetros e as análises das amostras;
 - .. coleta de amostras para exames de fitoplâncton e zooplâncton;
- . registrar os dados obtidos, processar as informações, enviando-as ao responsável pelo sistema e, quando solicitados, ao órgão estadual de controle de poluição.

Os ajudantes são responsáveis pela manutenção dos taludes, limpeza das grades, caixa de areia, vertedores, dispositivos de alimentação, pela saída e regulagem dos fluxos, pela medição das vazões horárias, além de cuidar do paisagismo e urbanização de toda área de tratamento.

3.3.2. Atividades gerais de inspeção e manutenção

A CETESB (1989), divide as atividades do operador em diárias e periódicas.

As atividades periódicas do operador são:

- . percorrer o perímetro do sistema de tratamento de esgotos, bem como o de cada lagoa, procurando verificar:
 - .. se não existe nenhum mourão de cerca enfraquecido ou arame arrebitado, visando, com essa precaução, impedir a entrada de animais ou pessoas estranhas no local;
 - .. o estado de conservação dos gramados de proteção dos diques internos e externos;
 - .. se os avisos, indicando ser o local um sistema de tratamento de esgotos, estão fixados em pontos bem visíveis;
 - .. se existe algum vazamento de líquidos pelos taludes;
 - .. o estado de conservação e de limpeza das calhas diversoras de águas pluviais;
 - .. se a distribuição de vazão, no caso de existência de entradas e saídas múltiplas, é eqüitativa pelos diversos ramais;
 - .. se os níveis de operação estão adequados;
- . anotar os dados meteorológicos: temperatura, precipitações pluviométricas e ventos na ficha diária de controle operacional, tabela (1.5);
- . se existir estação meteorológica no local, medir quantitativamente: horas de insolação, temperatura do ar (máxima, média e mínima), precipitação, evaporação, direção dos ventos, umidade do ar, e nebulosidade.

As atividades periódicas do operador podem ser resumidas em duas:

- . limpar as valas de proteção contra águas pluviais, removendo a areia ou entulho nela depositados;
- . pintar cercas e placas de avisos.

Tabela 1.5 - Ficha diária de controle operacional para sistemas de lagoas anaeróbias e/ou facultativas

Identificação da lagoa Data / / Nome do operador					
1. Ocorrências				Sim	Não
- Levantamento do lodo em algum ponto da lagoa - Manchas verdes na superfície da lagoa: .. anaeróbia facultativa - Manchas negras ou cinzentas na lagoa facultativa - Aparecimento de vegetais: .. na lagoa nos taludes - Evidência de erosão nos taludes - Alguma infiltração visível - Cercas em ordem - Presença de insetos - Presença de aves - Água pluvial com canaletas limpas - Medidor de vazão em funcionamento - Mau odor: .. na lagoa facultativa na lagoa anaeróbia - Manchas de óleo					
2. Parâmetros físico-químicos					
Parâmetro	Hora			Observações	
	07:00	12:00	17:00		
- Altura da lâmina no medidor de vazão (cm) - Vazão (l/s) (*)					
- Temperatura (°C) .. do ar .. do esgoto .. afluente .. meio da lagoa .. efluente					
- Nível da lâmina líquida na lagoa (m)					
- pH .. afluente .. efluente					
- Sólidos sedimentáveis (ml/l) .. no esgoto bruto .. no efluente da 1ª célula					
- OD, a 20 cm abaixo da superfície líquida, próximo ao efluente da lagoa facultativa					
3. Condições meteorológicas (**)					
	Classificação	Período		Observações	
		07:00 às 12:00	12:00 às 17:00		
Tempo	Sol brilhante Ensolarado, com nuvens Nublado, sem sol				
Precipitações	Ausente Chuva fina Chuva moderada Chuva forte				
Intensidade dos ventos	Nula Ventos fracos Ventos moderados Ventos fortes				

(*) Sempre que possível, medições horárias que cubram o período diurno ou pelo menos às 7h00, 9h00, 12h00, 13h00, 15h00, 17h00, 18h00 e 21h30.

(**) Se existir estação meteorológica no local, medir quantitativamente: horas de insolação, temperaturas do ar (máxima, média e mínima), precipitação, evaporação, direção dos ventos, umidade do ar e nebulosidade.

Fonte: CETESB (1989)

4. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- McGARRY, M. (1986), *Institutional and financial aspects*, vol.2.2, in "Information and training for low-cost water supply and sanitation", The World Bank, Washington, D.C.
- A FOLHA DE SÃO PAULO (1991), *Haras tornam terra cara em Sorocaba*, ano 71, N.22812, 17/10/91, São Paulo.
- ARTHUR, J.P. (1983), *Notes on the design and operation of waste stabilization ponds in warm climates of developing countries*, The World Bank, Tech. Paper N.7, Washington, D.C.
- WHO/EMRO (1987), *Wastewater stabilization ponds: principles of planning and practice*, Tech. Pub. N.10, Alexandria, Egito.
- MENDONÇA, S.R. (1987), *Tópicos avançados em sistemas de esgotos sanitários*, ABES, Rio de Janeiro.
- (1990), *Lagoas de estabilização e aeradas mecanicamente: novos conceitos*, ed. S.R. Mendonça, João Pessoa, Brasil.
- (1991), *Brazil, Consultative meeting on excreta and wastewater disposal in Latin America and the Caribbean*, PAHO/WHO, Washington, D.C.
- RODRIGUES, J.M. DA C. (1975), *Aspectos econômicos do problema da disposição dos esgotos*, cap.4, in "Lagoas de estabilização", CETESB, São Paulo, pp. 25-54.
- NARASIAH, K.S.; MORESSE, C. & LARNE, M. (1986), *Performance of aerated lagoons in treating wastewater from small communities*, "Proceedings of the 13th IAWPRC Biennial International Conference on Water Pollution Research and Control, Rio de Janeiro.
- FUKS, J.L. & RAMOS, J.C. (1985), *Mantenimiento de equipos en los sistemas de agua potable y alcantarillado*, Manual DTIAPA N.C-13, CEPIS, Lima, Peru.
- ABES (1990), *Catálogo Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, CABES, Rio de Janeiro.
- ZICKFOOSE, C. & HAYES, R.B.J. (1977), *Operations Manual - Stabilization Ponds*, EPA, PB-279 443, Municipal Operations Branch, Washington, D.C.
- MIDDLEBROOKS, E.J.; FALKENBORG, D.H. & LEWIS, R.F. (1979), *Performance and upgrading of wastewater stabilization ponds*, EPA - 600/9-79-011, Cincinnati, Ohio, Estados Unidos.
- ARCEIVALA, S.J. (1981), *Wastewater treatment and disposal: engineering and ecology in pollution control*, Marcel Dekker, Inc., Nova York.

CTTESE (1980), *Operação e manutenção de lagoas anaeróbias e facultati-*
vas, São Paulo, São Paulo.

WPCF (1976), *Stabilization ponds*, in "Operation of wastewater treatment
plants", Wat. Pol. Cont. Fed., MOP/11, Lancaster, PA, Estados Uni-
dos, pp. 161-82.

MEZA, S. (1980), *Planificación Y Organización para la Operación Y Man-*
tenimiento de Lagunas de Estabilización, in "Curso para Ingenieros
sobre Operación Y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de
Aguas Residuales", Lima, Peru.

HESS, M.L. (1980), *Operación Y Mantenimiento de Lagunas de Estabiliza-*
ción, in "Curso para Ingenieros sobre Operación Y Mantenimiento de
Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales", Lima, Peru.

9

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SECCION DE INGENIERIA AMBIENTAL

ORGANIZACION PANAMERICANA DE LA SALUD (OPS/OMS)
PROGRAMA DE SALUD AMBIENTAL (HPE)

CURSO
LAGUNAS DE ESTABILIZACION
PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

TEMA: MODELOS MATEMATICOS PARA EL CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO
DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

PROFESOR: ING RODOLFO SAENZ FORERO
PROGRAMA DE SALUD AMBIENTAL OPS/OMS
Washington, D.C.
Setiembre de 1992

CONTENIDO

Tema	Página
Predicción de la calidad del efluente en lagunas de estabilización. Resumen.	1
1 Conceptos fundamentales	3
2 Dispersión en lagunas de estabilización	4
2.1 El factor de dispersión d	4
3 Calibración del modelo	5
3.1 Calibración para características climáticas	5
3.1.1 Remoción de DBO	5
3.1.2 Remoción de Coliformes fecales	7
3.2 Factor de corrección hidráulico	9
3.3 Factor de características de sedimentación	9
3.4 Factor de DBO intrínseca de las algas	9
4 Empleo del modelo	9
5 Verificación del modelo	13
6 Conclusiones	14
7 Recomendaciones	14
8 Referencias	15

NOTA: Los cuadros y los cálculos presentados en este documento se han ejecutado con el LOTUS 123. En algunos casos se ha empleado la notación matemática del LOTUS:

+ = adición
- = substracción
* = multiplicación
/ = división
^ = exponente

PREDICCIÓN DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
Por Rodolfo Sáenz
OPS/OMS

RESUMEN

En muchas plantas convencionales de tratamiento de aguas residuales se puede alcanzar los requerimientos de calidad del efluente a través de una operación eficiente y una buena desinfección del efluente. En las lagunas de estabilización, la operación eficiente es importante, pero la calidad del efluente está determinada por las condiciones climáticas y, principalmente, por la temperatura y la luz solar. Cuando los ingenieros diseñan lagunas de estabilización saben que la calidad del efluente cambiará de un mes a otro, de una semana a otra, de un día a otro, en incluso de una hora a otra. Sin embargo, las autoridades de salud pública demandan que los proyectistas indiquen cuál será la calidad del efluente.

Para el riego indiscriminado con aguas residuales tratadas, se requiere que la calidad bacteriológica sea buena. Esto significa que la concentración de Coliformes fecales sea menor de 1000/100 mL (NMP CF < 1000/100 mL) según las directivas sanitarias de la OMS _10./ La literatura indica que ésto se puede lograr con 3 o 4 lagunas de estabilización en serie. Pero el problema es saber como dimensionar estas lagunas y como operarlas.

La OPS ha estado utilizando con buen éxito un modelo matemático para la predicción de la calidad del efluente en lagunas de estabilización. Este modelo ha sido calibrado a través de pruebas bajo flujo discontinuo (batch), realizadas en el campo (in situ). En Lima, Perú, sólo existen dos estaciones: una estación de días nublados y otra de días soleados. Durante cada estación, se realizó una prueba de calibración. Se supone en el modelo, que la Ley de Chick rige la remoción de bacterias en lagunas de estabilización bajo flujo discontinuo. En consecuencia, la determinación de la constante de remoción bacteriana se debe realizar bajo estas condiciones. Durante la calibración, se determinó la siguiente relación para la constante de remoción bacteriana:

$$K_b = K_{b20} * (\text{THETA})^{(T-20)}$$

Después de realizar la calibración se conoce el valor de K_b y se puede conocer la calidad del efluente de lagunas bajo flujo discontinuo, mediante la ecuación:

$$N = N_0 * e^{(-K_b * t)} \quad (\text{Ley de Chick})$$

Donde:

N_0 = calidad bacteriológica original del agua

N = calidad bacteriológica después de un tiempo, t .

Desafortunadamente, en las lagunas reales no se tiene condiciones de flujo discontinuo sino un flujo continuo y la Ley de Chick se ve modificada por el efecto de dispersión. En el modelo utilizado por la OPS, la calidad del efluente se prevé considerando:

- La geometría de la laguna (L, W, Z)
- El diseño y ubicación de las estructuras de entrada y salida
- La velocidad de flujo, la filtración y la evaporación (Q)
- La temperatura del agua y la luz solar (T, efecto sobre K y Kb)
- La caracterización del agua residual que ingresa
- Las constantes de decaimiento K y Kb
- La operación y el mantenimiento

En consecuencia:

$$C_c \text{ efluente} = f(K, K_b, Q, L, W, Z, T, \text{luz solar}, O\&M) * C_c \text{ crudo}$$

En San Juan de Miraflores, Lima, Perú, este modelo se ha calibrado sometiendo una de las lagunas de la batería existente a flujo discontinuo. Posteriormente se ha verificado la confiabilidad del modelo mediante lagunas operando bajo flujo continuo. Se ha obtenido el mismo orden de magnitud para la concentración de Coliformes fecales en muestras reales y calculadas mediante este modelo. La aplicación del modelo para la DBO requirió de correcciones especiales para tomar en cuenta el efecto de la mortalidad de las algas a través de un factor de DBO intrínseca de las algas (IAF).

CONCENTRACIONES DE COLIFORMES FECALIS (NMP CF/100 mL)

AGOSTO (T=19.41 degr C, mes más frío del año)

Agua residual cruda	Lagunas de estabilización			Observaciones
	Primaria	Secundaria	Terciaria	
9.30E+07	5.00E+06	3.00E+05	2.20E+04	Valores reales
	5.10E+06	3.02E+05	1.77E+04	Predicción modelo

FEBRERO (T=26.98 degr C, mes más cálido del año)

Agua residual cruda	Lagunas de estabilización			Observaciones
	Primaria	Secundaria	Terciaria	
9.80E+07	7.20E+06	3.20E+06	2.70E+05	Valores reales
	9.94E+06	3.26E+06	2.34E+05	Predicción modelo

CONCENTRACIONES DE DBO5 (mg/L)

AGOSTO (T=19.41 degr C, mes más frío del año)

Agua residual cruda	Lagunas de estabilización			Observaciones
	Primaria	Secundaria	Terciaria	
192.00	42.00	31.00	45.00	Valores reales
	45.30	30.78	44.78	Predicción modelo

FEBRERO (T=26.98 degr C, mes más cálido del año)

Agua residual cruda	Lagunas de estabilización			Observaciones
	Primaria	Secundaria	Terciaria	
246.00	62.00	59.00	53.00	Valores reales
	68.39	58.90	52.91	Predicción modelo

Modelos como el presentado en este documento están transformando el arte del diseño y operación de lagunas de estabilización en la ciencia e ingeniería de las lagunas de estabilización.

Las lagunas de estabilización de aguas residuales permiten la reducción de agentes patógenos sin la necesidad de la cloración y la previa clarificación en plantas convencionales de tratamiento, lo cual es muy importante en el caso de los países en desarrollo donde no existen ni los recursos ni el personal necesarios para utilizar las tecnologías de los países desarrollados.

PREDICCIÓN DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

1. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

Las condiciones ambientales que se presentan en las lagunas de estabilización son hostiles para los agentes patógenos, los cuales disminuyen de acuerdo a la ley de Chick cuando el flujo es discontinuo:

$$\frac{dN}{dt} = -K_b N \quad (1)$$

Donde

N = concentración instantánea de agentes patógenos

t = tiempo (t)

K_b = constante de la razón de remoción (1/t)

La mayoría de las lagunas de estabilización funcionan bajo condiciones de flujo continuo en las cuales la dispersión modifica el mecanismo de remoción, y la ecuación (1) se torna en:

$$\frac{dN}{dt} = D \frac{d^2N}{dx^2} - U \frac{dN}{dx} - K_b N \quad (2)$$

Donde

D = coeficiente de dispersión (L²/t)

U = velocidad del agua en la dirección del flujo (L/t)

x = distancia en la dirección del flujo (L)

La ecuación (2) ha sido integrada por Wehner & Wilhelm ^{1/} y simplificada por Thirumurthi ^{2/} para los valores de dispersión (d = D/U x L) menores de uno (como es el caso de la mayoría de las lagunas de estabilización):

$$\frac{N}{N_0} = \frac{4*a*e^{((1-a)/2*d)}}{(1+a)^2} \quad (3)$$

Donde:

$$a = (1+4*K_b*R*d)^{(1/2)} \quad (4)$$

$$d = D/U*L$$

R = tiempo de retención (1/t)

N₀ = concentración de agentes patógenos cuando, t=0

Se pueden obtener buenos resultados en la predicción de la calidad de efluentes de lagunas de estabilización con las ecuaciones (3) y (4) si se conocen los valores de las constantes K_b , R y d . El valor de K_b puede ser determinado a través de pruebas bajo flujo discontinuo en áreas geográficas consideradas. Las determinaciones de K_b deben ser hechas para las diferentes estaciones, por ser su valor dependiente de la temperatura y la luz solar. R puede ser determinado si se conocen la razón de flujo (Q), el factor de corrección hidráulica HCF (ver 3.2), y las tres dimensiones de las lagunas (L, W y Z). El factor de dispersión d es discutido en 2.

2. DISPERSION EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Muchos investigadores han supuesto que las lagunas de estabilización trabajan bajo condiciones de flujo a pistón. Si esto fuera cierto, $d = 0$; y la calidad de los efluentes de las lagunas se determinaría con la ecuación:

$$N = N_0 * e^{(-K_b * t)} \quad (3A)$$

La ecuación (3A) ha sido obtenida mediante la integración de la ecuación (1). Otros investigadores han supuesto que en las lagunas de estabilización ocurre mezcla completa. Si esto fuera cierto, $d = \infty$, y:

$$Q * N_0 + \text{CAMBIO} = Q * N$$

$$\text{CAMBIO} = (dN/dt) * V = -K_b * N * V$$

$$Q * N_0 + (-K_b * N * V) = Q * N$$

$$N_0 = K_b * N * R + N$$

$$N = N_0 / (1 + K_b * R) \quad (3B)$$

(3B) es conocida como la ecuación de mezcla completa.

En la práctica el uso de las ecuaciones (3A) y (3B) lleva a resultados errados porque las lagunas de estabilización no trabajan ni bajo flujo a pistón ni bajo mezcla completa; ELLAS TRABAJAN BAJO FLUJO DISPERSO, y solamente la ecuación (3) permitirá obtener resultados acertados.

2.1 El factor de dispersión d .

La principal dificultad que se encuentra para usar la ecuación (3) está en que se debe conocer el factor de dispersión d . En lagunas bajo operación d puede determinarse usando trazadores. Para proyectar lagunas se puede utilizar el modelo desarrollado para paralelepípedos rectángulos por Polprasert & Battarai _3/ :

$$d = \frac{0.184 * ((R * \nu * (W + 2 * Z))^{0.489} * (W)^{1.511}}{(L * Z)^{1.489}} \quad (5)$$

Donde ν es la viscosidad cinemática del agua.

Sáenz _4/ ha transformado esta ecuación para expresar la viscosidad cinemática ν en función de la temperatura del agua (T) en gr. C.

$$d = \frac{1.158 * ((R * (W + 2 * Z))^{0.489} * (W)^{1.511}}{((T + 42.5)^{0.734} * (L * Z)^{1.489}} \quad (5A)$$

Las ecuaciones (1), (2), (3), (4), y (5A) constituyen el modelo propuesto en este documento.

3. CALIBRACION DEL MODELO

3.1 Calibración para las características climáticas

En San Juan de Miraflores, Lima, Perú, existen 21 lagunas de estabilización que trabajan como primarias, secundarias, terciarias y cuaternarias. El flujo del agua fue interrumpido en una de las lagunas primarias para someterla a flujo discontinuo (batch). En los cuadros siguientes se presenta la información recogida y el procesamiento de la misma para obtener el valor de K_b (calibración del modelo).

Se observará que también se han obtenido datos sobre la DBO los cuales han sido procesados siguiendo la misma metodología. Esto es posible porque el modelo presentado para la remoción bacteriana sigue la misma reacción de primer orden que rige la remoción de DBO:

$$\frac{dL}{dt} = -KL \quad (6)$$

Donde:

L = valor instantáneo de DBO; K = constante de remoción de DBO.
(1/t) Obsérvese la similitud entre las ecuaciones (1) y (6). Sin embargo, en el caso de la DBO debe tomarse en cuenta la DBO intrínseca de las algas. Ver 3.4.

3.1.1 REMOCION DE DBO

FECHA	DIA	AGOSTO (mes mas frio del año en lima, Perú)			
		TEMPERAT. DBO5		VOL.LAG.	
		Gr. C	mg/L	m3	
20/08/86	0	20.0	45	7158	
25/08/86	5	19.0	35	6313	
26/08/86	6	19.5	26	6201	
28/08/86	8	20.5	10	5967	
08/09/86	18	21.0	7	4312	

FECHA	VOL*DBO5 kg/L	L/Lo	LN(L/Lo)	REGRESION CUADR. MIN.
20/08/86	322.1100	1.0000	0.0000	-0.0009323
25/08/86	220.9550	0.6860	-0.3769	-0.6925543
26/08/86	161.2260	0.5005	-0.6921	-0.8308788
28/08/86	59.6700	0.1852	-1.6861	-1.1075276
08/09/86	30.1840	0.0937	-2.3676	-2.4907716

Ajuste por cuadrados mínimos: $Y = a_0 + a_1 * X$

	X	Y	X^2	XY	Y^2
	0	0.0000	0	0.0000	0.0000
	5	-0.3769	25	-1.8847	0.1421
	6	-0.6921	36	-4.1525	0.4790
	8	-1.6861	64	-13.4885	2.8428
	18	-2.3676	324	-42.6165	5.6054
SUM(..)	37	-5.1227	449	-62.1422	9.0693
N=	5				

$$\text{SUM } Y = a_0 * N + a_1 * \text{SUM } X$$

$$\text{SUM } XY = a_0 * \text{SUM } X + a_1 * \text{SUM } X^2$$

$$a_0 = -0.000932$$

$$a_1 = -0.138324$$

$$K = 0.13832 \quad T = 19.41 \text{ degr C}$$

FEBRERO (mes mas caliente del año en Lima, Perú)

FECHA	DIA	TEMPERAT.	DBO5	VOL.LAG.
11/02/87	0	27.9	87	7796
12/02/87	1	26.7	73	7611
16/02/87	5	28.8	38	6855
21/02/87	10	25.8	17	5819

FECHA	VOL*DBO5 kg/L	L/Lo	LN(L/Lo)	REGRESION CUADR. MIN.
11/02/87	678.2520	1.0000	0.0000	-0.0020363
12/02/87	555.6030	0.8192	-0.1995	-0.1941270
16/02/87	260.4900	0.3841	-0.9570	-0.9624897
21/02/87	98.9230	0.1458	-1.9252	-1.9229432

Ajuste por cuadrados mínimos: $Y = a_0 + a_1 * X$

	X	Y	X^2	XY	Y^2
	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	1.0000	-0.1995	1.0000	-0.1995	0.0398
	5.0000	-0.9570	25.0000	-4.7848	0.9158
	10.0000	-1.9252	100.0000	-19.2518	3.7063
SUM(..)	16.0000	-3.0816	126.0000	-24.2360	4.6619
N =	4				

$$\begin{aligned} \text{SUM } Y &= a_0 * N + a_1 * \text{SUM } X \\ \text{SUM } XY &= a_0 * \text{SUM } X + a_1 * \text{SUM } X^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_0 &= -0.002036 \\ a_1 &= -0.192090 \\ K &= 0.19209 \quad T = 26.98 \text{ degr } C \end{aligned}$$

DETERMINACION DEL VALOR DE THETA PARA DBO5. See_9/.

$$\begin{aligned} 0.19209 &= 0.13832 * \text{THETA}^{(26.98-19.41)} \\ 1.388736 &= \text{THETA}^{7.57} \end{aligned}$$

$$\text{THETA} = 1.0443357$$

RESUMEN:

$$K_{20} = 0.13832 * 1.044335^{(20-19.41)}$$

$$K_{20} = 0.1419059$$

$$K = 0.141905 * 1.044335^{(T-20)}$$

3.1.2 Remoción de Coliforme fecal

AGOSTO (mes mas frio del año en lima, Perú)

FECHA	DIA	TEMPERAT. Gr. C	COLI F. NMP/100 Ml	VOL.LAG. m3
11/08/86	0	20	4000000	8778
12/08/86	1	20	2300000	8607
14/08/86	3	19.2	1300000	8266
18/08/86	7	20	500000	7559
20/08/86	9	19.5	20000	7158
21/08/86	10	19	6700	7083

FECHA	VOL*COLI F NMP	N/No	LN(N/No)	REGRESION CUAD. MIN.
11/08/86	3.51E+14	1.000000	0.00000	0.36415691
12/08/86	1.98E+14	0.563799	-0.573058	-0.2451699
14/08/86	1.07E+14	0.306044	-1.184027	-1.4638238
18/08/86	3.78E+13	0.107641	-2.228951	-3.9011314
20/08/86	1.43E+12	0.004077	-5.502335	-5.1197852
21/08/86	4.75E+11	0.001352	-6.606493	-5.7291121

Ajuste por cuadrados mínimos: $Y = a_0 + a_1 * X$

	X	Y	X^2	XY	Y^2
	0.0000	0.00000	0.0000	0.0000	0.0000
	1.0000	-0.573058	1.0000	-0.5731	0.3284
	3.0000	-1.184027	9.0000	-3.5521	1.4019
	7.0000	-2.228951	49.0000	-15.6027	4.9682
	9.0000	-5.502335	81.0000	-49.5210	30.2757
	10.0000	-6.606493	100.0000	-66.0649	43.6458
SUM(..)	30.0000	-16.0949	240.0000	-135.3138	80.6200
N =	6				

$$\text{SUM } Y = a_0 * N + a_1 * \text{SUM } X$$

$$\text{SUM } XY = a_0 * \text{SUM } X + a_1 * \text{SUM } X^2$$

FEBRUARY

$$a_0 = 0.3641569$$

$$a_1 = -0.609326$$

$$K = 0.60933 \quad T = 19.41 \text{ degr C}$$

FEBRERO (mes mas caliente del año en Lima, Perú)

FECHA	DIA	TEMPERAT. Gr. C	COLI F. NMP/100 Ml	VOL.LAG. m3
04/02/87	0	28	8000000	9178
05/02/87	1	29	400000	8975
07/02/87	3	27.2	160000	8579
09/02/87	5	26.2	90000	8182

FECHA	VOL*COLI F NMP	N/No	LN(N/No)	REGRESION CUAD. MIN.
04/02/87	7.34E+14	2.091137	0.73771	-0.3518528
05/02/87	3.59E+13	0.1022442	-2.280390	-0.2451699
07/02/87	1.37E+13	0.0390931	-3.241807	-1.4638238
09/02/87	7.36E+12	0.0209723	-3.864551	-2.6824776

Ajuste por cuadrados minimos: $Y = a_0 + a_1 * X$

	X	Y	X^2	XY	Y^2
	0.0000	0.7377	0.0000	0.0000	0.5442
	1.0000	-2.2804	1.0000	-2.2804	5.2002
	3.0000	-3.2418	9.0000	-9.7254	10.5093
	5.0000	-3.8646	25.0000	-19.3228	14.9348
SUM(..)	9.0000	-8.6490	35.0000	-31.3286	31.1885
N =	4				

$$\begin{aligned} \text{SUM Y} &= a_0 \cdot N + a_1 \cdot \text{SUM X} \\ \text{SUM XY} &= a_0 \cdot \text{SUM X} + a_1 \cdot \text{SUM X}^2 \end{aligned}$$

FEBRUARY

$$a_0 = -0.351852$$

$$a_1 = -0.804625$$

$$K = 0.80463$$

$$T = 26.98 \text{ degr C}$$

DETERMINACION DEL VALOR DE THETA PARA COLIFORMES FECALES. Ver _9/.

$$\begin{aligned} +0.80463 &= 0.60933 \cdot \text{THETA}^{(26.98-19.41)} \\ 1.320515 &= \text{THETA}^{7.57} \end{aligned}$$

$$\text{THETA} = 1.0374095$$

RESUMEN:

$$\text{Kb}_{20} = 0.60933 \cdot 1.037409^{(20-19.41)}$$

$$\text{Kb}_{20} = 0.6226773$$

$$\text{Kb} = 0.622677 \cdot 1.037409^{(T-20)}$$

3.2 Factor de corrección hidráulica. HCF.

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 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 diseño de las mismas, el "factor de corrección hidráulica" (HCF) tiene en la práctica un valor entre 0.3 y 0.8. Tomando en consideración este factor, el tiempo de retención actual será: $R \cdot \text{HCF}$. Ver mas detalles sobre este tema en las referencias _7/ y _8/.

3.3 Factor de características de sedimentación. SCF.

Debido a que los modelos anteriormente presentados se refieren a la carga suspendida, debe de tomarse en cuenta un "factor de características de sedimentación" (SCF). El valor de este factor varía entre 0.5 y 0.8 en lagunas primarias; y está muy cerca de 1.00 en las lagunas secundarias y de acabado. Ver _7/.

3.4 Factor de DBO intrínseca de las algas. IAF.

Las algas que mueren en las lagunas ejercen una DBO que debe ser tomada en cuenta agregando el valor IAF al lado derecho de la ecuación (3). El valor de IAF varía entre 0 y 1.2 correspondiendo los valores bajos a lagunas primarias y los altos a lagunas de maduración.

4. EMPLEO DEL MODELO

Después de calibrar el modelo con los valores correspondientes de K, Kb y la temperatura, se puede obtener la estimación de la DBO y de las concentraciones de Coliformes fecales en los efluentes de las lagunas. Si se dispone de los datos sobre la temperatura promedio del agua para los doce meses del año, se puede realizar predicciones de la calidad del efluente para cada mes del año.

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE DE UN SISTEMA DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

INFORMACION REQUERIDA Y SIMBOLOGIA

Parámetros de diseño:

Mes considerado: indique el mes considerado y su importancia

T = temperatura promedio del agua del mes considerado °C

i20 = carga permisible a 20°C Kg DBO5/ha*d

i = $i20 \cdot 1.0443^{(T-20)}$ = carga permisible Kg DBO5/ha*día. ia=aplicada.

K20 = razón de decaimiento de DBO a 20°C 1/días

K = $K20 \cdot 1.0443^{(T-20)}$ = razón de decaimiento de la DBO a T°C 1/días

Kb20 = razón de decaimiento del coli fecal a 20°C 1/d

Kb = $Kb20 \cdot 1.0374^{(T-20)}$ = razón de decaimiento del coli fecal 1/d

Datos característicos de las lagunas de estabilización

Z = profundidad de la laguna en metros

L = longitud de la laguna en metros (en el sentido del flujo)

W = ancho de la laguna en metros

A = área de las lagunas en hectáreas

V = Volumen de las lagunas en m3

Datos de las lagunas relacionados con el caudal

R = tiempo de retención actual = $HCF \cdot W \cdot L \cdot Z / Q$ días

d = dispersión = $(1.158 \cdot ((R \cdot (W + 2 \cdot Z))^{0.489} \cdot (W^{1.511}))) / \text{denom.}$

denom. = $((T + 42.5)^{0.734} \cdot ((L \cdot Z)^{1.489}))$

a = parámetro adimensional DBO = $(1 + 4 \cdot K \cdot R \cdot d)^{(1/2)}$

ab = parámetro adimensional coli fecal = $(1 + 4 \cdot Kb \cdot R \cdot d)^{(1/2)}$

HCF = factor de calibración hidráulica

SCF = Factor de características de sedimentación

IAF = Factor de DBO intrínseca de las algas

Datos característicos del agua

Q L/s = caudal afluente en litros por segundo L/seg.

Q = caudal afluente en metros cúbicos por día = $Q \cdot 86.4$

Lco = Concentración inicial de carga orgánica mg DBO5/L

Lo = carga orgánica inicial = $Q \cdot Lco \cdot 10^{(-3)}$ Kg/d

No = concentración inicial de coli fecal NMP CF/100ml

Lp = carga efl = $SCF \cdot Lo \cdot 4 \cdot a \cdot (e^{((1-a)/(2d))} / (1+a)^2 + Lo \cdot IAF)$ KgDBO5/día

Lcp = concentración DBO5 del efluente = $(Lp/Q) \cdot 10^3$ mg/l

N = concentr. de CF del efluente = $No \cdot 4 \cdot ab \cdot (e^{((1-ab)/(2d))} / (1+ab)^2)$

efDBO = eficiencia en la remoción de DBO5 = $((Lo - Lp) / Lo) \cdot 100$

efCF = eficiencia en la remoción de CF = $((No - N) / No) \cdot 100$

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE SAN JUAN DE MIRAFLORES, LIMA, PERU.

AGOSTO 1986 (MES MAS FRIO DEL AÑO)

Parámetros de diseño

T	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
19.41	250	243.69	0.1419	0.1383	0.6227	0.6094
ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
A-3 P	153.85	78.00	1.60	1.20	19,200	18.00
A-4 S	144.00	100.00	1.60	1.44	23,040	14.70
C-4 T	135.00	110.37	1.60	1.49	23,840	10.70
				=====		
				4.13	66,080	
	Q	HCF	R	d	a	ab
A-3 P	1555.20	0.5	6.17	0.23	1.34	2.12
A-4 S	1270.08	0.5	9.07	0.51	1.88	3.50
C-4 T	924.48	0.4	10.31	0.72	2.27	4.38
IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	192.00	298.60	0.50	70.45	45.30	42.00
0.30	45.30	57.53	1.00	39.10	30.78	31.00
1.10	30.78	28.46	1.00	41.40	44.78	45.00
	No	SCF	N	Datos de campo		
A-3 P	9.30E+07	0.70	5.10E+06	5.00E+06		
A-4 S	5.10E+06	1.00	3.02E+05	3.00E+05		
C-4 T	3.02E+05	1.00	1.77E+04	2.20E+04		
LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS			
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
A-3 P	76.41%	94.52%	248.83	76.41%	94.52%	
A-4 S	32.04%	94.08%	39.95	83.97%	99.68%	
C-4 T	-45.47%	94.14%	19.10	76.68%	99.98%	

FEBRERO 1986 (MES MAS CALIENTE DEL AÑO)

Parámetros de diseño

T	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
26.98	250	338.33	0.1419	0.1920	0.6227	0.8046
ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
C-3 P	133.00	82.71	1.60	1.10	17,601	51.00
D-3 S	117.33	75.00	1.60	0.88	14,080	49.40
D-4 T	150.00	88.00	1.60	1.32	21,120	13.75
				3.30	52,800	
	Q	HCF	R	d	a	ab
C-3 P	4406.40	0.7	2.80	0.22	1.16	1.58
D-3 S	4268.16	0.5	1.65	0.17	1.07	1.30
D-4 T	1188.00	0.4	7.11	0.33	1.52	2.59
IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	246.00	1083.97	0.40	301.36	68.39	62.00
0.22	68.39	291.91	0.80	251.40	58.90	59.00
0.46	58.90	69.97	1.00	62.85	52.91	53.00
	No	SCF	N			Datos de campo
C-3 P	9.80E+07	0.40	9.94E+06			7.20E+06
D-3 S	9.94E+06	0.80	3.26E+06			3.20E+06
D-4 T	3.26E+06	1.00	2.34E+05			2.70E+05
LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS			
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
C-3 P	72.20%	89.85%	985.39	64.38%	89.31%	
D-3 S	13.88%	67.22%	331.72	69.32%	96.49%	
D-4 T	10.18%	92.81%	53.01	72.44%	99.75%	

5. VERIFICACION DEL MODELO

Este modelo ha sido verificado con datos actuales de campo. Los datos mostrados en las tablas siguientes indican que se ha obtenido el mismo orden de magnitud para las concentraciones de Coliformes fecales reales y las predichas por el modelo. Los valores de DBO5 del modelo tuvieron que ser corregidos con el factor de DBO intrínseca de las algas (IAF), fenómeno que es muy importante en las lagunas terciarias y en las de maduración.

CONCENTRACIONES DE COLIFORMES FECALIS (NMP CF/100 mL)

AGOSTO (T=19.41 degr C, mes más frío del año)

Agua residual cruda	Lagunas de estabilización			Observaciones
	Primaria	Secundaria	Terciaria	
9.30E+07	5.00E+06	3.00E+05	2.20E+04	Valores reales
	5.10E+06	3.02E+05	1.77E+04	Predicción modelo

FEBRERO (T=26.98 degr C, mes mas cálido del año)

Agua residual cruda	Lagunas de estabilización			Observaciones
	Primaria	Secundaria	Terciaria	
9.80E+07	7.20E+06	3.20E+06	2.70E+05	Valores reales
	9.94E+06	3.26E+06	2.34E+05	Predicción modelo

CONCENTRACIONES DE DBO5 (mg/L)

AGOSTO (T=19.41 degr C, mes más frío del año)

Agua residual cruda	Lagunas de estabilización			Observaciones
	Primaria	Secundaria	Terciaria	
192.00	42.00	31.00	45.00	Valores reales
	45.30	30.78	44.78	Predicción modelo

FEBRERO (T=26.98 degr C, mes mas cálido del año)

Agua residual cruda	Lagunas de estabilización			Observaciones
	Primaria	Secundaria	Terciaria	
246.00	62.00	59.00	53.00	Valores reales
	68.39	58.90	52.91	Predicción modelo

6. CONCLUSIONES

El modelo presentado en este documento constituye una buena herramienta para los ingenieros y otros profesionales relacionados con el diseño, operación y control de las lagunas de estabilización.

Debido a que la sensibilidad de este modelo con respecto a los valores K_b y K es muy elevada, se debe calibrar el mismo para diferentes áreas geográficas durante los periodos que representan a las diferentes estaciones.

7. RECOMENDACIONES

Se recomienda leer las referencias con el fin de entender mejor los fundamentos teóricos de este modelo.

Los buenos resultados obtenidos en Lima, Perú, con este modelo no constituyen una razón para pensar que éste funcionará en cualquier otro lugar y tiempo.

Probablemente se necesitará corregir algunas constantes de este modelo para su adaptación a situaciones diferentes.

Se debe realizar una mayor investigación con el objeto de establecer un método estándar para la determinación de las constantes K y K_b (calibración del modelo) en las pruebas bajo flujo discontinuo.

Se puede encontrar en _5/, _6/, y _7/ conceptos adicionales sobre diseño, operación y construcción de lagunas de estabilización.

8. REFERENCIAS

- _1/ WEHNER, J.F. & WILHELM, R.H. "Boundary conditions of flow reactor", Chemical Engineering Science, 6:p.89, 1956.
- _2/ THIRIMURTHY, A.M. "Design principles of waste stabilization ponds". Journal of the Sanitary Engineering Division, A.S.C.E., 93:SA2,p.311,1969.
- _3/ POLPRASERT, C & BHATTARAI, K. "Dispersion model for waste stabilization ponds", Journal of Environmental Engineering, A.S.C.E., Vol.111, No1, p45, 1985.
- _4/ SAENZ, R. "Proyecto de lagunas facultativas, anaerobicas y aeradas", Seminario taller sobre tecnologia de diseño de lagunas de estabilizacion, S.A.R.H., Mexicali, B.C., Mexico, 12p. 1985.
- _5/ YANEZ, F. "Manual de metodos experimentales -evaluacion de lagunas de estabilizacion", Serie Tecnica CEPIS/HPE/OPS/OMS No 24. 181p., 1983.
- _6/ SAENZ, R. "Lagunas de estabilizacion y otros sistemas simplificados para el tratamiento de aguas residuales", Serie DTIAPA BID/OPS/OMS Manual C-14,.137 p. 1985.
- _7/ SAENZ, R. "Consideraciones en relación con el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales", Hojas de divulgación técnica CEPIS/HPE/OPS/OMS, No 33 , 13 p. 1986.
- _8/ SAENZ, R "Hidraulica basica para ingenieros sanitarios".Serie DTIAPA BID/CEPIS/OPS/OMS Manual C-1,.154 p.1984.
- _9/ Metcalf-eddy. "Wastewater Engineerring", Mc Graw - Hill, Inc. 837p. 1977.
- _10/OMS-Grupo Científico. "Directrices Sanitarias sobre el Uso de Aguas Residuales en Agricultura y Acuicultura". Serie Informes Técnicos 778. Ginebra. 90p. 1989.

EMPLEO DEL MODELO EN MEXICO

Después de calibrar el modelo con los valores correspondientes de K , K_b y la temperatura, se puede obtener la estimación de la DBO y de las concentraciones de Coliformes fecales en los efluentes de las lagunas. Si se dispone de los datos sobre la temperatura promedio del agua para los doce meses del año, se puede realizar predicciones de la calidad del efluente para cada mes del año.

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL EFLUENTE DE UN SISTEMA DE LAGUNAS

INFORMACION REQUERIDA Y SIMBOLOGIA

Parámetros de diseño:

Mes considerado: indique el mes considerado y su importancia

T = temperatura promedio del agua del mes considerado °C

i_{20} = carga permisible a 20°C Kg DBO5/ha*d

i = $i_{20} * 1.05^{(T-20)}$ = carga permisible Kg DBO5/ha*día

K_{20} = razón de decaimiento de DBO a 20°C 1/días

K = $K_{20} * 1.05^{(T-20)}$ = razón de decaimiento de la DBO a T°C 1/días

K_{b20} = razón de decaimiento del coli fecal a 20°C 1/d

K_b = $K_{b20} * 1.05^{(T-20)}$ = razón de decaimiento del coli fecal 1/d

Datos característicos de las lagunas de estabilización

Z = profundidad de la laguna en metros

L = longitud de la laguna en metros (en el sentido del flujo)

W = ancho de la laguna en metros

A = área de las lagunas en hectáreas

V = Volumen de las lagunas en m³

Otros datos de las lagunas y el afluente

R = tiempo de retención actual = $HCF * W * L * Z / Q$ días

d = dispersión = $(1.158 * ((R * (W + 2 * Z))^{0.489} * (W^{1.511})) / \text{denom.})$

$\text{denom.} = (((T + 42.5)^{0.734} * ((L * Z)^{1.489}))$

a = parámetro adimensional DBO = $(1 + 4 * K * R * d)^{(1/2)}$

ab = parámetro adimensional coli fecal = $(1 + 4 * K_b * R * d)^{(1/2)}$

HCF = factor de calibración hidráulica

SCF = Factor de características de sedimentación

IAF = factor de DBO intrínseca de las algas

Q L/s = caudal afluente en litros por segundo L/seg.

Q = caudal afluente en metros cúbicos por día = $Q * 86.4$

L_{co} = Concentración inicial de carga orgánica mg DBO5/L

L_o = carga orgánica inicial = $Q * L_{co} * 10^{(-3)}$ Kg/d

N_o = concentración inicial de coli fecal NMP CF/100ml

L_p = carga efluente = $SCF * L_o * 4 * a * (e^{((1-a)/(2d))} / (1+a)^2)$ Kg DBO5/día

En lagunas secundarias debe sumarse $0.25 * L_p$ precedente

En lagunas de acabado debe sumarse $0.5 * L_p$ precedente.

L_{cp} = concentración DBO5 del efluente = $(L_p / Q) * 10^3$ mg/l

N = concentr. de CF del efluente = $N_o * 4 * ab * (e^{((1-ab)/(2d))} / (1+ab)^2)$

ef_{DBO} = eficiencia en la remoción de DBO5 = $((L_o - L_p) / L_o) * 100$

ef_{CF} = eficiencia en la remoción de CF = $((N_o - N) / N_o) * 100$

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION
MODULO 10,000 HABITANTES MEXICO

ENERO (MES MAS FRIO DEL AÑO)

Parámetros de diseño T= 10.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	250	153.48	0.16	0.0982	0.84	0.5157
PRIM 2	250	153.48	0.16	0.0982	0.84	0.5157
FACULT	200	122.78	0.18	0.1105	0.90	0.5525
MADURA	200	122.78	0.18	0.1105	0.95	0.5832

ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	160.50	107.00	2.50	1.72	42,934	15.00
PRIM 2	160.50	107.00	2.50	1.72	42,934	15.00
FACULT	205.00	82.00	2.00	1.68	33,620	27.00
MADURA	246.00	82.00	2.00	2.02	40,344	24.30

	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	1296.00	0.50	16.56	0.39	1.88	3.78
PRIM 2	1296.00	0.50	16.56	0.39	1.88	3.78
FACULT	2332.80	0.50	7.21	0.15	1.21	1.83
MADURA	2099.52	0.50	9.61	0.13	1.24	1.97

IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	200.00	259.20	0.55	41.74	32.21	
0.00	200.00	259.20	0.55	41.74	32.21	
0.30	32.21	75.13	0.95	56.96	24.42	
0.50	24.42	51.27	1.00	45.30	21.58	

	No	SCF	N	Datos de campo
PRIM 1	9.30E+07	0.50	8.62E+05	
PRIM 2	9.30E+07	0.50	8.62E+05	
FACULT	8.62E+05	1.00	4.72E+04	
MADURA	4.72E+04	1.00	9.72E+02	

	LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS		
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	83.90%	99.07%	150.93	83.90%	99.07%	153.48
PRIM 2	83.90%	99.07%	150.93	83.90%	99.07%	153.48
FACULT	24.18%	94.52%	44.70	87.79%	99.95%	122.78
MADURA	11.64%	97.94%	25.41	89.21%	100.00%	122.78

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION
MODULO 10,000 HABITANTES MEXICO

ENERO (MES MAS FRIO DEL AÑO)

Parámetros de diseño T= 15.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	250	195.88	0.16	0.1254	0.84	0.6582
PRIM 2	250	195.88	0.16	0.1254	0.84	0.6582
FACULT	200	156.71	0.18	0.1410	0.90	0.7052
MADURA	200	156.71	0.18	0.1410	0.95	0.7443

ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	145.50	97.00	2.50	1.41	35,284	15.00
PRIM 2	145.50	97.00	2.50	1.41	35,284	15.00
FACULT	170.00	68.00	2.00	1.16	23,120	27.00
MADURA	204.00	68.00	2.00	1.39	27,744	24.30

	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	1296.00	0.50	13.61	0.31	1.77	3.50
PRIM 2	1296.00	0.50	13.61	0.31	1.77	3.50
FACULT	2332.80	0.50	4.96	0.10	1.14	1.57
MADURA	2099.52	0.50	6.61	0.09	1.16	1.68

IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	200.00	259.20	0.55	38.41	29.64	
0.00	200.00	259.20	0.55	38.41	29.64	
0.30	29.64	69.14	0.95	54.75	23.47	
0.50	23.47	49.28	1.00	45.31	21.58	

	No	SCF	N	Datos de campo
PRIM 1	9.30E+07	0.50	6.01E+05	
PRIM 2	9.30E+07	0.50	6.01E+05	
FACULT	6.01E+05	1.00	3.77E+04	
MADURA	3.77E+04	1.00	8.92E+02	

	LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS		
	efBOD	efFC	ja	efBOD	efFC	
PRIM 1	85.18%	99.35%	183.65	85.18%	99.35%	195.88
PRIM 2	85.18%	99.35%	183.65	85.18%	99.35%	195.88
FACULT	20.81%	93.74%	59.81	88.26%	99.96%	156.71
MADURA	8.05%	97.63%	35.52	89.21%	100.00%	156.71

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION
MODULO 10,000 HABITANTES MEXICO

ENERO (MES MAS FRIO DEL AÑO)

Parámetros de diseño T= 20.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	250	250.00	0.16	0.1600	0.84	0.8400
PRIM 2	250	250.00	0.16	0.1600	0.84	0.8400
FACULT	200	200.00	0.18	0.1800	0.90	0.9000
MADURA	200	200.00	0.18	0.1800	0.95	0.9500

ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	126.00	84.00	2.50	1.06	26,460	15.00
PRIM 2	126.00	84.00	2.50	1.06	26,460	15.00
FACULT	145.00	58.00	2.00	0.84	16,820	27.00
MADURA	174.00	58.00	2.00	1.01	20,184	24.30

	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	1296.00	0.50	10.21	0.24	1.60	3.04
PRIM 2	1296.00	0.50	10.21	0.24	1.60	3.04
FACULT	2332.80	0.50	3.61	0.08	1.10	1.42
MADURA	2099.52	0.50	4.81	0.07	1.11	1.50

IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	200.00	259.20	0.55	38.45	29.67	
0.00	200.00	259.20	0.55	38.45	29.67	
0.30	29.67	69.21	0.95	56.09	24.04	
0.50	24.04	50.48	1.00	47.43	22.59	

	No	SCF	N	Datos de campo
PRIM 1	9.30E+07	0.50	4.95E+05	
PRIM 2	9.30E+07	0.50	4.95E+05	
FACULT	4.95E+05	1.00	3.28E+04	
MADURA	3.28E+04	1.00	8.17E+02	

	LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS		
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	85.17%	99.47%	244.90	85.17%	99.47%	250.00
PRIM 2	85.17%	99.47%	244.90	85.17%	99.47%	250.00
FACULT	18.95%	93.37%	82.29	87.98%	99.96%	200.00
MADURA	6.05%	97.51%	50.02	88.71%	100.00%	200.00

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION
MODULO 10,000 HABITANTES MEXICO

ENERO (MES MAS FRIO DEL AÑO)

Parámetros de diseño

T= 25.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	250	319.07	0.16	0.2042	0.84	1.0721
PRIM 2	250	319.07	0.16	0.2042	0.84	1.0721
FACULT	200	255.26	0.18	0.2297	0.90	1.1487
MADURA	200	255.26	0.18	0.2297	0.95	1.2125

ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	112.50	75.00	2.50	0.84	21,094	15.00
PRIM 2	112.50	75.00	2.50	0.84	21,094	15.00
FACULT	120.00	48.00	2.00	0.58	11,520	27.00
MADURA	144.00	48.00	2.00	0.69	13,824	24.30

	Q	HCF	R	d	a	at
PRIM 1	1296.00	0.50	8.14	0.19	1.51	2.78
PRIM 2	1296.00	0.50	8.14	0.19	1.51	2.78
FACULT	2332.80	0.50	2.47	0.06	1.06	1.28
MADURA	2099.52	0.50	3.29	0.05	1.07	1.34

IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	200.00	259.20	0.55	36.34	28.04	
0.00	200.00	259.20	0.55	36.34	28.04	
0.30	28.04	65.42	0.95	55.44	23.76	
0.50	23.76	49.89	1.00	48.96	23.32	

	No	SCF	N	Datos de campo
PRIM 1	9.30E+07	0.50	3.56E+05	
PRIM 2	9.30E+07	0.50	3.56E+05	
FACULT	3.56E+05	1.00	2.91E+04	
MADURA	2.91E+04	1.00	9.35E+02	

	LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS		
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	85.98%	99.62%	307.20	85.98%	99.62%	319.07
PRIM 2	85.98%	99.62%	307.20	85.98%	99.62%	319.07
FACULT	15.25%	91.83%	113.57	88.12%	99.97%	255.26
MADURA	1.87%	96.79%	72.18	88.34%	100.00%	255.26

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION
MODULO 10,000 HABITANTES MEXICO

ENERO (MES MAS FRIO DEL AÑO)

Parámetros de diseño T= 30.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	250	407.22	0.16	0.2606	0.84	1.3683
PRIM 2	250	407.22	0.16	0.2606	0.84	1.3683
FACULT	200	325.78	0.18	0.2932	0.90	1.4660
MADURA	200	325.78	0.18	0.2932	0.95	1.5474

ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	99.00	66.00	2.50	0.65	16,335	15.00
PRIM 2	99.00	66.00	2.50	0.65	16,335	15.00
FACULT	102.50	41.00	2.00	0.42	8,405	27.00
MADURA	123.00	41.00	2.00	0.50	10,086	24.30

	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	1296.00	0.50	6.30	0.15	1.41	2.49
PRIM 2	1296.00	0.50	6.30	0.15	1.41	2.49
FACULT	2332.80	0.50	1.80	0.04	1.04	1.20
MADURA	2099.52	0.50	2.40	0.04	1.05	1.25

IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	200.00	259.20	0.55	35.45	27.36	
0.00	200.00	259.20	0.55	35.45	27.36	
0.30	27.36	63.82	0.95	55.28	23.70	
0.50	23.70	49.76	1.00	49.90	23.77	

	No	SCF	N	Datos de campo
PRIM 1	9.30E+07	0.50	2.73E+05	
PRIM 2	9.30E+07	0.50	2.73E+05	
FACULT	2.73E+05	1.00	2.45E+04	
MADURA	2.46E+04	1.00	8.67E+02	

	LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS		
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	86.32%	99.71%	396.69	86.32%	99.71%	407.22
PRIM 2	86.32%	99.71%	396.69	86.32%	99.71%	407.22
FACULT	13.37%	90.99%	151.86	88.15%	99.97%	325.78
MADURA	-0.29%	96.39%	98.66	88.12%	100.00%	325.78

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION
MODULO 50,000 HABITANTES MEXICO (125 L/s)

USAR RAFAS PRIM 70% efic. para el 50% del caudal. DBO REMANENTE=65%
ENERO (MES MAS FRIO DEL AÑO)

NO SE RECOMIENDAN LAGUNAS ANAEROBICAS PARA TEMPERATURAS MENORS DE 15
Parámetros de diseño T= 10.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	250	153.48	0.16	0.0982	0.84	0.5157
PRIM 2	250	153.48	0.16	0.0982	0.84	0.5157
FACULT	200	122.78	0.18	0.1105	0.90	0.5525
MADURA	200	122.78	0.18	0.1105	0.95	0.5832

ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	274.50	183.00	2.50	5.02	125,584	62.50
PRIM 2	274.50	183.00	2.50	5.02	125,584	62.50
FACULT	500.00	200.00	2.00	10.00	200,000	112.50
MADURA	600.00	200.00	2.00	12.00	240,000	101.25

	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	5400.00	0.50	11.63	0.43	1.72	3.35
PRIM 2	5400.00	0.50	11.63	0.43	1.72	3.35
FACULT	9720.00	0.50	10.29	0.27	1.50	2.68
MADURA	8748.00	0.50	13.72	0.24	1.57	2.94

IAF	RAFL _{co}	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	130.00	702.00	0.55	154.94	28.69	
0.00	130.00	702.00	0.55	154.94	28.69	
0.30	28.69	278.89	0.95	186.01	19.14	
0.50	19.14	167.41	1.00	132.56	15.15	

	No	SCF	N	Datos de campo
PRIM 1	9.30E+07	0.50	2.09E+06	
PRIM 2	9.30E+07	0.50	2.09E+06	
FACULT	2.09E+06	1.00	7.54E+04	
MADURA	7.54E+04	1.00	9.86E+02	

	LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS		
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	77.93%	97.75%	139.75	85.65%	97.75%	153.48
PRIM 2	77.93%	97.75%	139.75	85.65%	97.75%	153.48
FACULT	33.30%	96.39%	27.89	90.43%	99.92%	122.78
MADURA	20.82%	98.69%	13.95	92.42%	100.00%	122.78

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION
 MODULO 50,000 HABITANTES MEXICO (125 L/s)
 USAR RAFAS PRIM 70% efic. para el 50% del caudal. DBO REMANENTE=65%
 ENERO (MES MAS FRIO DEL AÑO)
 NO SE RECOMIENDAN LAGUNAS ANAEROBICAS PARA TEMPERATURAS MENORS DE 15
 Parámetros de diseño T= 15.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	250	195.88	0.16	0.1254	0.84	0.6582
PRIM 2	250	195.88	0.16	0.1254	0.84	0.6582
FACULT	200	156.71	0.18	0.1410	0.90	0.7052
MADURA	200	156.71	0.18	0.1410	0.95	0.7443
ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	240.00	160.00	2.50	3.84	96,000	62.50
PRIM 2	240.00	160.00	2.50	3.84	96,000	62.50
FACULT	415.00	166.00	2.00	6.89	137,780	112.50
MADURA	498.00	166.00	2.00	8.27	165,336	101.25
	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	5400.00	0.50	8.89	0.33	1.57	2.94
PRIM 2	5400.00	0.50	8.89	0.33	1.57	2.94
FACULT	9720.00	0.50	7.09	0.19	1.33	2.21
MADURA	8748.00	0.50	9.45	0.17	1.38	2.40
IAF	RAFLco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	130.00	702.00	0.55	154.15	28.55	
0.00	130.00	702.00	0.55	154.15	28.55	
0.30	28.55	277.47	0.95	192.82	19.84	
0.50	19.84	173.54	1.00	141.95	16.23	
	No	SCF	N			Datos de campo
PRIM 1	9.30E+07	0.50	1.81E+06			
PRIM 2	9.30E+07	0.50	1.81E+06			
FACULT	1.81E+06	1.00	6.87E+04			
MADURA	6.87E+04	1.00	9.14E+02			
	LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS		
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	78.04%	98.06%	182.81	85.73%	98.06%	195.88
PRIM 2	78.04%	98.06%	182.81	85.73%	98.06%	195.88
FACULT	30.51%	96.20%	40.28	90.08%	99.93%	156.71
MADURA	18.20%	98.67%	20.02	91.89%	100.00%	156.71

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION
 MODULO 50,000 HABITANTES MEXICO (125 L/s)
 USAR LAGUNAS ANAEROBICAS
 ENERO (MES MAS FRIJO DEL AÑO)

Parámetros de diseño			T= 20.00			
ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	250	250.00	0.16	0.1600	0.84	0.8400
PRIM 2	250	250.00	0.16	0.1600	0.84	0.8400
FACULT	200	200.00	0.18	0.1800	0.90	0.9000
MADURA	200	200.00	0.18	0.1800	0.95	0.9500
ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	180.00	120.00	3.00	2.16	64,800	62.50
PRIM 2	180.00	120.00	3.00	2.16	64,800	62.50
FACULT	342.50	137.00	2.00	4.69	93,845	112.50
MADURA	411.00	137.00	2.00	5.63	112,614	101.25
	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	5400.00	0.50	6.00	0.17	1.28	2.10
PRIM 2	5400.00	0.50	6.00	0.17	1.28	2.10
FACULT	9720.00	0.50	4.83	0.14	1.22	1.84
MADURA	8748.00	0.50	6.44	0.12	1.25	1.99
IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	200.00	1080.00	0.55	252.25	46.71	
0.00	200.00	1080.00	0.55	252.25	46.71	
0.30	46.71	454.06	0.95	331.20	34.07	
0.50	34.07	298.08	1.00	254.08	29.04	
	No	SCF	N			Datos de campo
PRIM 1		9.30E+07	0.50	1.57E+06		
PRIM 2		9.30E+07	0.50	1.57E+06		
FACULT		1.57E+06	1.00	6.71E+04		
MADURA		6.71E+04	1.00	9.94E+02		
LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS			
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	76.64%	98.31%	500.00	76.64%	98.31%	250.00
PRIM 2	76.64%	98.31%	500.00	76.64%	98.31%	250.00
FACULT	27.06%	95.72%	96.77	82.96%	99.93%	200.00
MADURA	14.76%	98.52%	52.94	85.48%	100.00%	200.00

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION
MODULO 50,000 HABITANTES MEXICO (125 L/s)

ENERO (MES MAS FRIO DEL AÑO)

USAR LAGUNAS ANAEROBICAS

Parámetros de diseño

T= 25.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	250	319.07	0.16	0.2042	0.84	1.0721
PRIM 2	250	319.07	0.16	0.2042	0.84	1.0721
FACULT	200	255.26	0.18	0.2297	0.90	1.1487
MADURA	200	255.26	0.18	0.2297	0.95	1.2125

ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	150.00	100.00	3.00	1.50	45,000	62.50
PRIM 2	150.00	100.00	3.00	1.50	45,000	62.50
FACULT	300.00	120.00	2.00	3.60	72,000	112.50
MADURA	360.00	120.00	2.00	4.32	86,400	101.25

	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	5400.00	0.50	4.17	0.12	1.19	1.78
PRIM 2	5400.00	0.50	4.17	0.12	1.19	1.78
FACULT	9720.00	0.50	3.70	0.11	1.17	1.68
MADURA	8748.00	0.50	4.94	0.09	1.19	1.80

IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	200.00	1080.00	0.55	271.00	50.19	
0.00	200.00	1080.00	0.55	271.00	50.19	
0.30	50.19	487.80	0.95	356.42	36.67	
0.50	36.67	320.78	1.00	273.52	31.27	

	No	SCF	N	Datos de campo
PRIM 1	9.30E+07	0.50	1.73E+06	
PRIM 2	9.30E+07	0.50	1.73E+06	
FACULT	1.73E+06	1.00	6.74E+04	
MADURA	6.74E+04	1.00	8.59E+02	

	LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS		
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	74.91%	98.14%	720.00	74.91%	98.14%	319.07
PRIM 2	74.91%	98.14%	720.00	74.91%	98.14%	319.07
FACULT	26.93%	96.10%	135.50	81.67%	99.93%	255.26
MADURA	14.73%	98.72%	74.25	84.37%	100.00%	255.26

EVALUACION DE LA CALIDAD DEL AGUA EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION
MODULO 50,000 HABITANTES MEXICO (125 L/s)

ENERO (MES MAS FRIO DEL AÑO)

USAR LAGUNAS ANAEROBICAS

Parámetros de diseño

T= 30.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	250	407.22	0.16	0.2606	0.84	1.3683
PRIM 2	250	407.22	0.16	0.2606	0.84	1.3683
FACULT	200	325.78	0.18	0.2932	0.90	1.4660
MADURA	200	325.78	0.18	0.2932	0.95	1.5474
ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	135.00	90.00	3.00	1.22	36,450	62.50
PRIM 2	135.00	90.00	3.00	1.22	36,450	62.50
FACULT	250.00	100.00	2.00	2.50	50,000	112.50
MADURA	300.00	100.00	2.00	3.00	60,000	101.25
	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	5400.00	0.50	3.38	0.10	1.16	1.68
PRIM 2	5400.00	0.50	3.38	0.10	1.16	1.68
FACULT	9720.00	0.50	2.57	0.08	1.11	1.47
MADURA	8748.00	0.50	3.43	0.07	1.13	1.56
IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	200.00	1080.00	0.55	261.74	48.47	
0.00	200.00	1080.00	0.55	261.74	48.47	
0.30	48.47	471.14	0.95	359.78	37.01	
0.50	37.01	323.80	1.00	287.31	32.84	
	No	SCF	N			Datos de campo
PRIM 1	9.30E+07	0.50	1.39E+06			
PRIM 2	9.30E+07	0.50	1.39E+06			
FACULT	1.39E+06	1.00	6.34E+04			
MADURA	6.34E+04	1.00	9.59E+02			
LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS			
efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC		
PRIM 1	75.76%	98.50%	888.89	75.76%	98.50%	407.22
PRIM 2	75.76%	98.50%	888.89	75.76%	98.50%	407.22
FACULT	23.64%	95.44%	188.45	81.49%	99.93%	325.78
MADURA	11.27%	98.49%	107.93	83.58%	100.00%	325.78

RESUMEN DE LOS RESULTADOS

POBLACION DE 10,000 HABITANTES

TEMP grC DISEÑO	AREA EN HECTAREAS	m ² /hab	VOLUMEN EN METROS CUB	m ³ /hab	PROFUND. PROM. m
10 PRIM. FAC.	7.13	7.13	159,832	15.98	2.24
15 PRIM. FAC.	5.37	5.37	121,432	12.14	2.26
20 PRIM. FAC.	3.97	3.97	89,924	8.99	2.27
25 PRIM. FAC.	2.95	2.95	67,532	6.75	2.29
30 PRIM. FAC.	2.23	2.23	51,161	5.12	2.29
					2.27

POBLACION DE 50,000 HABITANTES

TEMP grC	AREA EN HECTAREAS	m ² /hab	VOLUMEN EN METROS CUB	m ³ /hab	PROFUND. PROM. m
10 RAFA/UASB	32.05	6.41	691,168	13.82	2.16
15 RAFA/UASB	22.84	4.57	495,116	9.90	2.17
20 PRIM.ANA.	14.64	2.93	336,059	6.72	2.30
25 PRIM.ANA.	10.92	2.18	248,400	4.97	2.27
30 PRIM.ANA.	7.93	1.59	182,900	3.66	2.31
					2.24

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
POR MEDIO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION FACULTATIVAS
ESQUEMA:**

DOS LAGUNAS PRIMARIAS, L/W = 2.00
UNA LAGUNA SECUNDARIA, L/W = 2.50
UNA LAGUNA DE MADURACION, L/W = 2.50

DATOS QUE SE DEBEN SUMINISTRAR:

1) Número de habitantes servidos por el sistema:	10000	P
2) Producción de aguas residuales (L/hab/día):	200	q
3) Pérdidas de agua en las lagunas primarias (%):	10	
4) Pérdidas de agua en la laguna secundaria (%):	10	
5) Pérdidas de agua en la laguna terciaria (%):	10	
6) Temperatura promedio agua en mes mas frío (°C):	14	T
7) Intensid.carga permis.lag.prim.(kg DBO/ha/día):	300	i20/p
8) Intensid.carga permis.lag.sec.(kg DBO/ha/día):	250	i20/s
9) Intensid.carga permis.lag.terc.(kg DBO/ha/día):	225	i20/t
10) Constante decaimiento DBO lag. prim.(1/días):	0.28	K20/p
11) Constante decaimiento DBO lag. sec.(1/días):	0.26	K20/s
12) Constante decaimiento DBO lag. terc.(1/días):	0.24	K20/t
13) Const.decaimiento coli fec.lag.prim.(1/días):	0.90	Kb20/p
14) Const.decaimiento coli fec.lag.sec.(1/días):	0.95	Kb20/s
15) Const.decaimiento coli fec.lag.terc.(1/días):	1.00	Kb20/t
16) Factor de corrección hidráulica lag. prim.:	0.50	HCF/p
17) Factor de corrección hidráulica lag. sec.:	0.55	HCF/s
18) Factor de corrección hidráulica lag. terc.:	0.60	HCF/t
19) Factor de característ.sediment.lag.primaria:	0.55	SCF/p
20) Factor de característ.sediment.lag.secundaria:	0.85	SCF/s
21) Factor de característ.sediment.lag.terciaria:	0.95	SCF/t
22) DBO del agua residual cruda (mg/L):	300	Lco
23) Coliformes fecales agua resid. (NMP/100 mL):	1.0E+09	No

24) Factor DBO intrínseca algas lag.primaria:	0.00 IAF/p
25) Factor DBO intrínseca algas lag.secundaria:	0.30 IAF/p
26) Factor DBO intrínseca algas lag.terciaria:	0.40 IAF/p

PROCESO DE DISEÑO:

A) Dimensionamiento de las lagunas primarias:

223.86 i

223.63 ia

DISEÑO: 81.90 W

163.80 L

DISEÑO: 2.00 Z
MAS ACUMULACION LODOS

B) Dimensionamiento de las lagunas secundarias y de maduración:

1.0E+03 N efluente requerido

1.0E+03 N

81.90 W

204.75 L

DISEÑO: 1.75 Z

MES MAS FRIO DEL AÑO

Parámetros de diseño

T=

14.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	300	223.86	0.28	0.2089	0.90	0.6716
PRIM 2	300	223.86	0.28	0.2089	0.90	0.6716
SECUND	250	186.55	0.26	0.1940	0.95	0.7089
MADURA	225	167.90	0.24	0.1791	1.00	0.7462

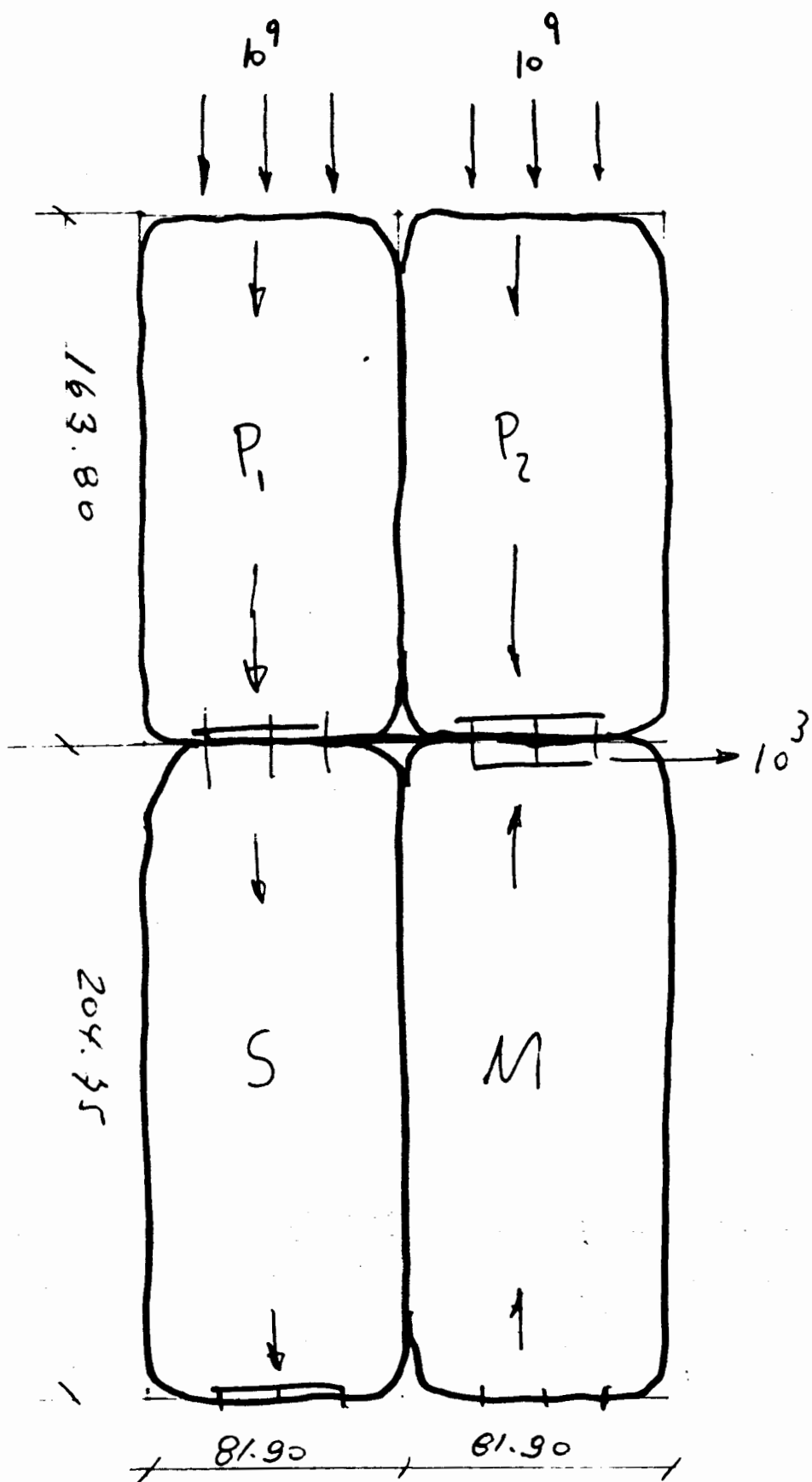
ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	163.80	81.90	2.00	1.34	26,830	11.57
PRIM 2	163.80	81.90	2.00	1.34	26,830	11.57
SECUND	204.75	81.90	1.75	1.68	29,346	20.83
MADURA	204.75	81.90	1.75	1.68	29,346	18.75

	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	1000.00	0.50	13.42	0.26	1.99	3.24
PRIM 2	1000.00	0.50	13.42	0.26	1.99	3.24
SECUND	1800.00	0.55	8.97	0.19	1.52	2.41
MADURA	1620.00	0.60	10.87	0.21	1.62	2.78

IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	300.00	300.00	0.55	22.51	22.51	
0.00	300.00	300.00	0.55	22.51	22.51	
0.30	22.51	40.52	0.85	34.63	19.24	
0.40	19.24	31.17	0.95	18.78	11.59	

	No	SCF	N	Datos de campo
PRIM 1	1.00E+09	0.50	5.14E+06	
PRIM 2	1.00E+09	0.50	5.14E+06	
SECUND	5.14E+06	1.00	1.02E+05	
MADURA	1.02E+05	0.95	1.03E+03	

	LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS		
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	92.50%	99.49%	223.63	92.50%	99.49%	223.86
PRIM 2	92.50%	99.49%	223.63	92.50%	99.49%	223.86
SECUND	14.53%	98.01%	24.16	93.59%	99.99%	186.55
MADURA	39.73%	98.99%	18.59	96.14%	100.00%	167.90



**DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
POR MEDIO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION FACULTATIVAS
ESQUEMA:**

DOS LAGUNAS PRIMARIAS, L/W = 2.00
UNA LAGUNA SECUNDARIA, L/W = 20.00

DATOS QUE SE DEBEN SUMINISTRAR:

1) Número de habitantes servidos por el sistema:	10000	P
2) Producción de aguas residuales (L/hab/día):	200	q
3) Pérdidas de agua en las lagunas primarias (%):	10	
4) Pérdidas de agua en la laguna secundaria (%):	10	
5) Temperatura promedio agua en mes mas frío (°C):	14	T
6) Intensid.carga permis.lag.prim.(kg DBO/ha/día):	300	i20/p
7) Intensid.carga permis.lag.sec.(kg DBO/ha/día):	250	i20/s
8) Constante decaimiento DBO lag. prim.(1/días):	0.28	K20/p
9) Constante decaimiento DBO lag. sec.(1/días):	0.26	K20/s
10) Const.decaimiento coli fec.lag.prim.(1/días):	0.90	Kb20/p
11) Const.decaimiento coli fec.lag.sec.(1/días):	0.95	Kb20/s
12) Factor de corrección hidráulica lag. prim.:	0.50	HCF/p
13) Factor de corrección hidráulica lag. sec.:	0.55	HCF/s
14) Factor de característ.sediment.lag.primaria:	0.55	SCF/p
15) Factor de característ.sediment.lag.secundaria:	0.85	SCF/s
16) DBO del agua residual cruda (mg/L):	300	Lco
17) Coliformes fecales agua resid. (NMP/100 mL):	1.0E+09	No
18) Factor DBO intrínseca algas lag.primaria:	0.00	IAF/p
19) Factor DBO intrínseca algas lag.secundaria:	0.30	IAF/p

PROCESO DE DISEÑO:

A) Dimensionamiento de las lagunas primarias:

	223.86	i
	223.63	ia
DISEÑO:	81.90	W
	163.80	L
DISEÑO:	2.00	Z
	MAS ACUMULACION LODOS	

B) Dimensionamiento de la laguna secundaria:

	1.00E+03	N efluente requerido
	9.83E+02	N
	32.76	W
	20	L/W
	655.20	L
DISEÑO:	1.93	Z

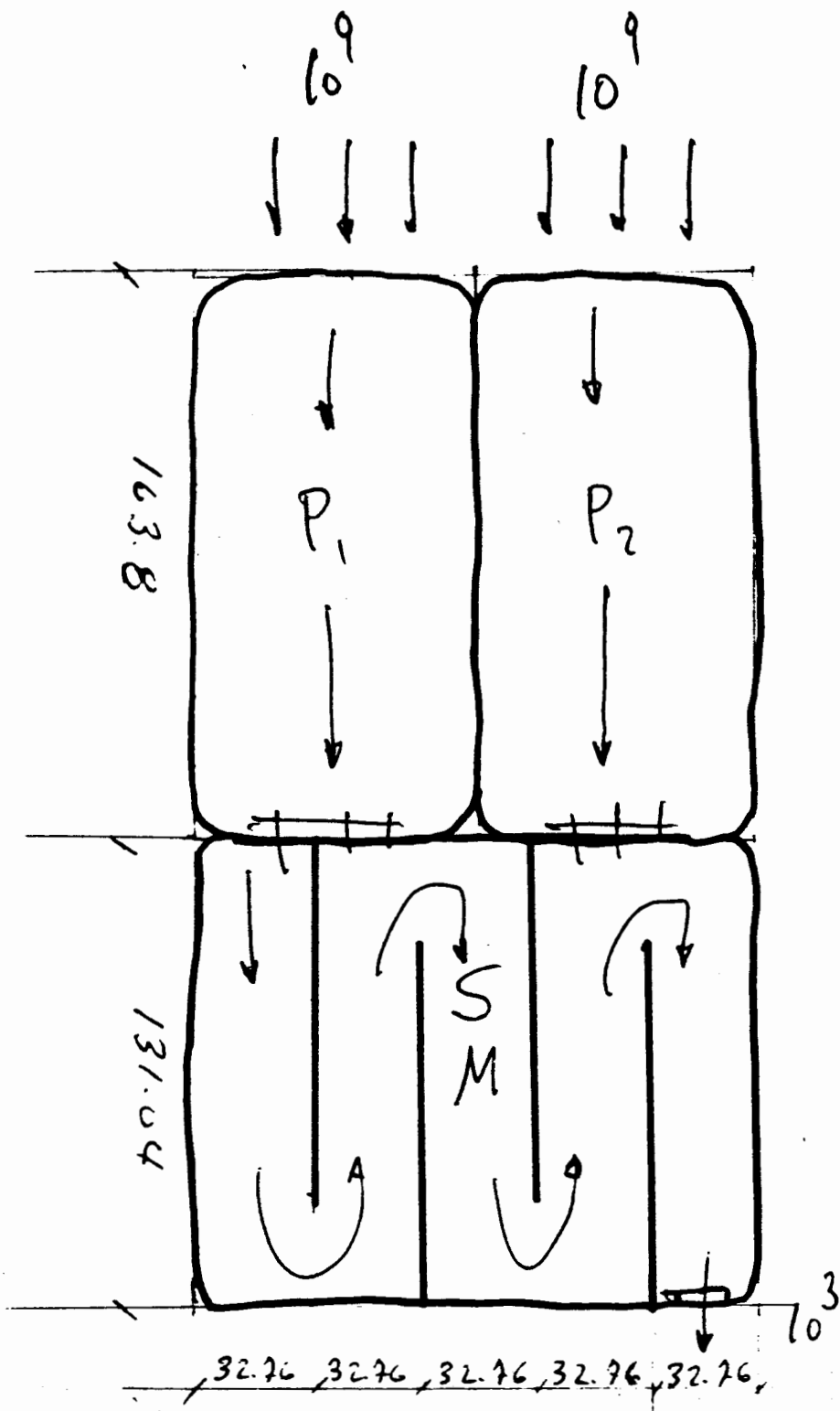
MES MAS FRIO DEL AÑO

Parámetros de diseño

T=

14.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	300	223.86	0.28	0.2089	0.90	0.6716
PRIM 2	300	223.86	0.28	0.2089	0.90	0.6716
SECUND	250	186.55	0.26	0.1940	0.95	0.7089
ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	163.80	81.90	2.00	1.34	26,830	11.57
PRIM 2	163.80	81.90	2.00	1.34	26,830	11.57
SECUND	655.20	32.76	1.93	2.15	41,426	20.83
				4.83	95,087	18.75
	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	1000.00	0.50	13.42	0.26	1.99	3.24
PRIM 2	1000.00	0.50	13.42	0.26	1.99	3.24
SECUND	1800.00	0.55	12.66	0.01	1.03	1.10
			39.49			
IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	300.00	300.00	0.55	22.51	22.51	
0.00	300.00	300.00	0.55	22.51	22.51	
0.30	22.51	40.52	0.85	29.39	16.33	
		No	SCF	N		Datos de campo
PRIM 1		1.00E+09	0.50	5.14E+06		
PRIM 2		1.00E+09	0.50	5.14E+06		
SECUND		5.14E+06	1.00	9.83E+02		
LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS			
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	92.50%	99.49%	223.63	92.50%	99.49%	223.86
PRIM 2	92.50%	99.49%	223.63	92.50%	99.49%	223.86
SECUND	27.46%	99.98%	18.88	94.56%	100.00%	186.55



DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
POR MEDIO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION ANAEROBICAS SEGUIDAS
DE UNA LAGUNA SECUNDARIA ALARGADA.

ESQUEMA:

UNA LAGUNA PRIMARIA, L/W = 2.00
UNA LAGUNA SECUNDARIA, L/W = 50.00

DATOS QUE SE DEBEN SUMINISTRAR:

1) Número de habitantes servidos por el sistema:	100000	P
2) Producción de aguas residuales (L/hab/día):	200	q
3) Pérdidas de agua en las lagunas primarias (%):	10	
4) Pérdidas de agua en la laguna secundaria (%):	10	
5) Temperatura promedio agua en mes mas frío (°C):	28	T
6) Intensid.carga permis.lag.prim.(kg DBO/ha/día):	300	i20/p
7) Intensid.carga permis.lag.sec.(kg DBO/ha/día):	250	i20/s
8) Constante decaimiento DBO lag. prim.(1/días):	0.28	K20/p
9) Constante decaimiento DBO lag. sec.(1/días):	0.26	K20/s
10) Const.decaimiento coli fec.lag.prim.(1/días):	0.90	Kb20/p
11) Const.decaimiento coli fec.lag.sec.(1/días):	0.95	Kb20/s
12) Factor de corrección hidráulica lag. prim.:	0.50	HCF/p
13) Factor de corrección hidráulica lag. sec.:	0.55	HCF/s
14) Factor de característ.sediment.lag.primaria:	0.55	SCF/p
15) Factor de característ.sediment.lag.secundaria:	0.85	SCF/s
16) DBO de agua residual cruda (mg/L):	300	Lco
17) Coliformes fecales agua resid. (NMP/100 mL):	1.0E+09	No
18) Factor DBO intrínseca algas lag.primaria:	0.00	IAF/p
19) Factor DBO intrínseca algas lag.secundaria:	0.30	IAF/p

PROCESO DE DISEÑO:

A) Dimensionamiento de la laguna primaria:

	443.24	i
	925.93	ia
DISEÑO:	180.00	W
	360.00	L
DISEÑO:	3.24	Z
	MAS ACUMULACION LODOS	

B) Dimensionamiento de la laguna secundaria:

	1.00E+03	N efluente requerido
	9.98E+02	N
	36.00	W
	50	L/W
	1800.00	L
	360.00	L/5
DISEÑO:	3.00	Z

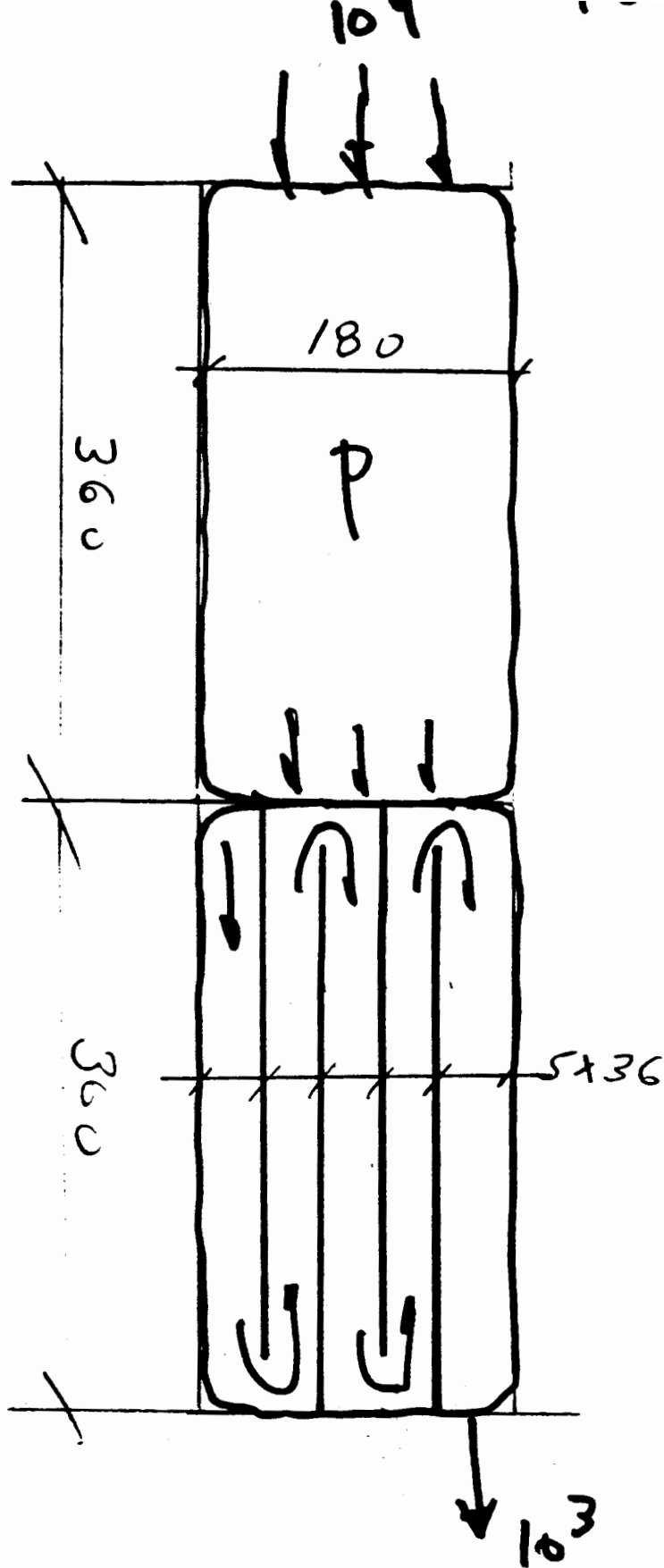
MES MAS FRIO DEL AÑO

Parámetros de diseño

T=

28.00

ID.LAG.	i20	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM	300	443.24	0.28	0.4137	0.90	1.3297
SECUND	250	369.36	0.26	0.3841	0.95	1.4036
ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM	360.00	180.00	3.24	6.48	209,952	231.48
SECUND	1800.00	36.00	3.00	6.48	194,400	208.33
				12.96	404,352	187.50
	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM	20000.00	0.50	5.25	0.10	1.37	1.97
SECUND	18000.00	0.55	5.94	0.00	1.00	1.01
			11.19			
IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	300.00	6000.00	0.55	516.90	25.84	
0.30	25.84	465.21	0.85	342.86	19.05	
		No	SCF	N		Datos de campo
PRIM		1.00E+09	0.50	4.04E+06		
SECUND		4.04E+06	1.00	9.98E+02		
LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS			
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	91.39%	99.60%	925.93	91.39%	99.60%	443.24
SECUND	26.30%	99.98%	71.79	93.65%	100.00%	369.36



**DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
USANDO RARAS PRIMARIOS (50% Q, 70% EF.DBO) Y CONTINUANDO CON
LAGUNAS DE ESTABILIZACION ANAEROBICAS SEGUIDAS
DE UNA LAGUNA SECUNDARIA ALARGADA.**

ESQUEMA:

DOS LAGUNAS PRIMARIAS, L/W = 2.00
UNA LAGUNA SECUNDARIA, L/W = 18.00

DATOS QUE SE DEBEN SUMINISTRAR:

1) Número de habitantes servidos por el sistema:	100000	P
2) Producción de aguas residuales (L/hab/día):	200	q
3) Pérdidas de agua en las lagunas primarias (%):	10	
4) Pérdidas de agua en la laguna secundaria (%):	10	
5) Temperatura promedio agua en mes mas frío (°C):	12	T
6) Intensid.carga permis.lag.prim.(kg DBO/ha/día):	300	i20/p
7) Intensid.carga permis.lag.sec.(kg DBO/ha/día):	250	i20/s
8) Constante decaimiento DBO lag. prim.(1/días):	0.28	K20/p
9) Constante decaimiento DBO lag. sec.(1/días):	0.26	K20/s
10) Const.decaimiento coli fec.lag.prim.(1/días):	0.90	Kb20/p
11) Const.decaimiento coli fec.lag.sec.(1/días):	0.95	Kb20/s
12) Factor de corrección hidráulica lag. prim.:	0.50	HCF/p
13) Factor de corrección hidráulica lag. sec.:	0.55	HCF/s
14) Factor de característ.sediment.lag.primaria:	0.55	SCF/p
15) Factor de característ.sediment.lag.secundaria:	0.85	SCF/s
16) DBO del agua residual cruda (mg/L):EFRAFA	105	Lco
17) Coliformes fecales agua resid. (NMP/100 mL):	1.0E+09	No
18) Factor DBO intrínseca algas lag.primaria:	0.00	IAF/p
19) Factor DBO intrínseca algas lag.secundaria:	0.30	IAF/p

PROCESO DE DISEÑO:

A) Dimensionamiento de las lagunas primarias:

	203.05	i
	820.31	ia
DISEÑO:	80.00	W
	160.00	L
DISEÑO:	3.00	Z
	MAS ACUMULACION LODOS	

B) Dimensionamiento de la lagunas secundarias:

	1.00E+03	N efluente requerido
	9.41E+02	N
DISEÑO	80.00	W
DISEÑO	18	L/W
	1440.00	L
DISEÑO:	2.90	Z

MES MAS FRIO DEL AÑO

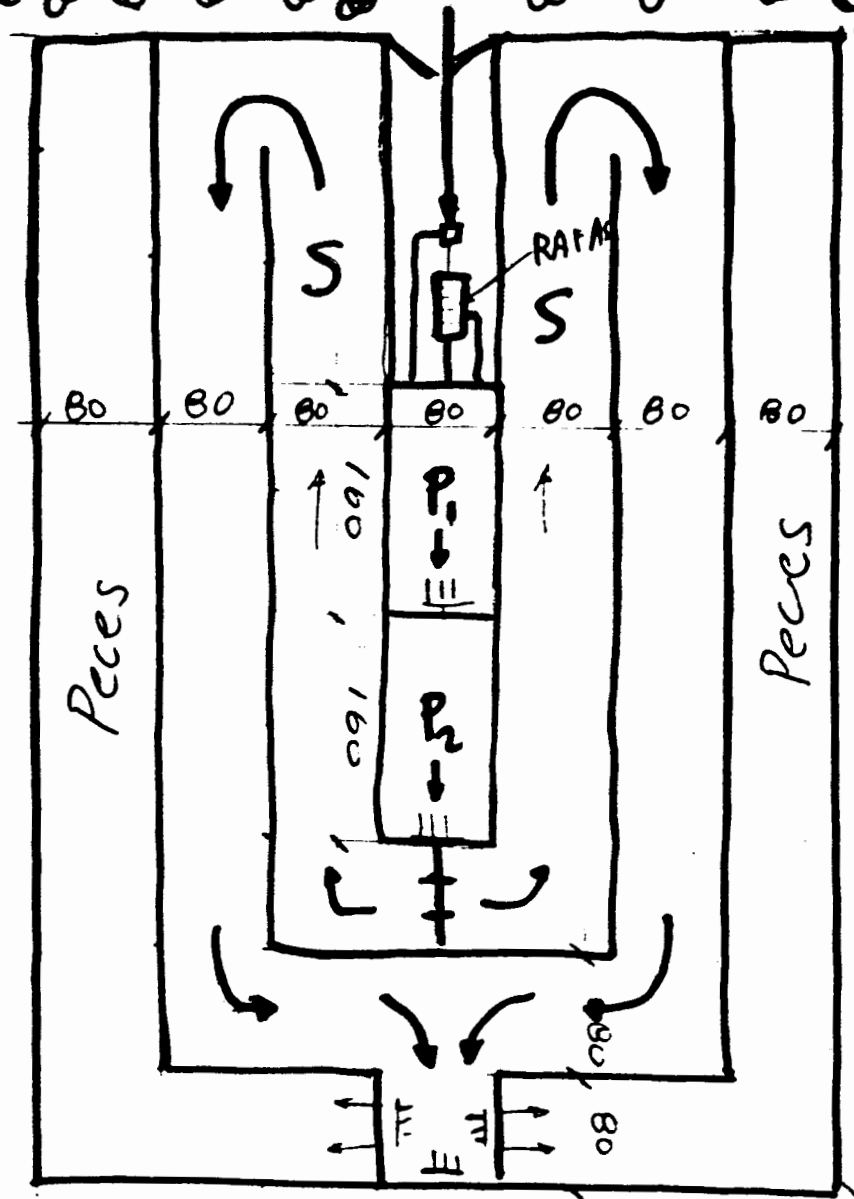
Parámetros de diseño

T=

12.00

ID.LAG.	120	i	K20	K	Kb20	Kb
PRIM 1	300	203.05	0.28	0.1895	0.90	0.6092
PRIM 2	300	203.05	0.28	0.1895	0.90	0.6092
SEC/#2	250	169.21	0.26	0.1760	0.95	0.6430
ID.LAG.	L	W	Z	A	V	Q(1/s)
PRIM 1	160.00	80.00	3.00	1.28	38,400	115.74
PRIM 2	160.00	80.00	3.00	1.28	38,400	115.74
SEC/#2	1440.00	80.00	2.90	11.52	334,080	104.17
						93.75
	Q	HCF	R	d	a	ab
PRIM 1	10000.00	0.50	1.92	0.06	1.04	1.13
PRIM 2	10000.00	0.50	1.92	0.06	1.04	1.13
SEC/#2	9000.00	0.55	20.42	0.01	1.05	1.17
			24.26			
IAF	Lco	Lo	SCF	Lp	Lcp	Datos de campo
0.00	105.00	1050.00	0.55	404.12	40.41	
0.00	105.00	1050.00	0.55	404.12	40.41	
0.30	40.41	363.71	0.85	245.70	27.30	
	No	SCF	N			Datos de campo
PRIM 1	1.00E+09	0.50	1.66E+08			
PRIM 2	1.00E+09	0.50	1.66E+08			
SEC/#2	1.66E+08	1.00	9.41E+02			
LAGUNAS INDIVIDUALES			SERIES DE LAGUNAS			
	efBOD	efFC	ia	efBOD	efFC	
PRIM 1	61.51%	83.42%	820.31	61.51%	83.42%	203.05
PRIM 2	61.51%	83.42%	820.31	61.51%	83.42%	203.05
SEC/#2	32.44%	100.00%	31.57	74.00%	100.00%	169.21

Bosque



Bosque

Riego

100000 heb.
Temp = 12°C

RAFAS
LAGUNAS ANAEROBIAS
LAGUNAS SECUNDARIAS
LAGUNAS PISCICOLAS

Entorno Ecológico

CRITERIOS PARA PROYECTO, CONSTRUCCION Y GESTION DE:

LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE AGUAS RESIDUALES

CONSIDERACIONES EN RELACION CON EL USO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

por Ing. Rodolfo Sáenz Forero
Asesor en Aguas Residuales del CEPIS

INTRODUCCION

Aunque en la literatura abunden informes sobre investigaciones para determinar el comportamiento de lagunas de estabilización, éstos se concentran en la determinación de eficiencias en la remoción de DBO, patógenos y otros parámetros, en función de la carga orgánica aplicada y de los tiempos de retención disponibles. Alguna referencia se suele hacer a la profundidad de las lagunas y a las temperaturas observadas durante el período de estudio.

Sin embargo, en la mayoría de los estudios se ignoran aspectos sumamente importantes como:

- Forma de las lagunas;
- Diseño y ubicación de las estructuras de entrada y salida;
- Facultativas primarias versus facultativas secundarias o terciarias;
- Dispositivos para medición de flujos;
- Dispositivos para distribución de flujos;
- Remoción de flotantes;
- Diseño y mantenimiento de los diques;
- Problemas con pérdidas excesivas de agua;

- Problemas con vectores y olores;
- Acumulación, manejo y remoción de lodos.

Llama la atención que los investigadores de lagunas de estabilización con mucha frecuencia concentren sus actividades en aspectos de química, biología y bioquímica, olvidándose de aspectos hidráulicos e hidrológicos igualmente importantes que, sumados a los climáticos, juegan un papel trascendental en la cinética de las reacciones que se llevan a cabo y por consiguiente en el funcionamiento de estos reactores.

1. FORMA DE LAS LAGUNAS

Durante mucho tiempo, y dentro del criterio de diseño fundamentado en hipótesis de mezcla completa, se ha dicho que la forma de la laguna no es muy importante.

Hoy en día se sabe, con base en resultados experimentales, que en las lagunas de estabilización no hay mezcla completa, sino que hay flujo disperso; y que el grado de dispersión depende de la geometría de las lagunas.

Siendo el paralelepípedo rectángulo la figura geométrica más simple, se han llegado a producir modelos matemáticos que facilitan el dimensionamiento de la laguna en función de L , W , Z .

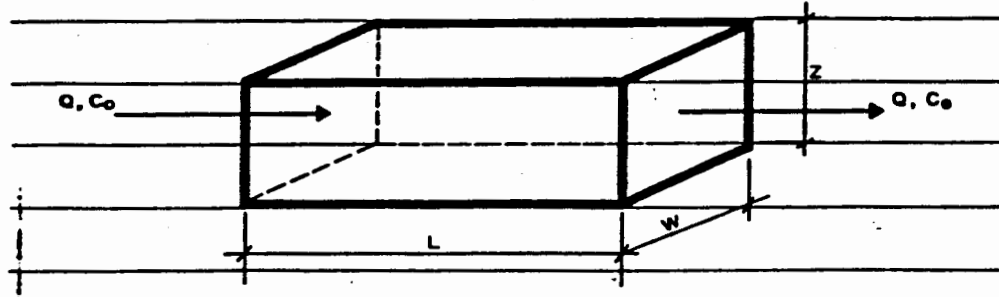


Figura 1
Dimensiones de una laguna de estabilización

$$V = L \cdot W \cdot Z \quad (1)$$

$$R = \frac{V}{Q} = \frac{LWZ}{Q} \quad (2)$$

$$\frac{C_e}{C_o} = \frac{4 a e^{\left(\frac{1-a}{2 \cdot d}\right)}}{(1+a)^2} \quad (3)$$

$$a = \sqrt{1 + 4 K_r R \cdot d} \quad (4)$$

$$\epsilon = \frac{1.158 \left(R(W + 2Z) \right)^{0.489} (W)^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (LZ)^{1.489}} \quad (5)$$

donde:

- K_r = constante de reacción (días⁻¹)
- V = volumen de la laguna (m³)
- Q = caudal (m³/día)
- R = período de retención (días)
- T = temperatura del agua (°C)
- L, W, Z = dimensiones de la laguna (m)
- a = parámetro
- d = dispersión
- C_o = concentración del sustrato en el afluente
- C_e = concentración del sustrato en el efluente

Las cinco ecuaciones anteriores permiten determinar la eficiencia de una laguna de estabilización si además de sus dimensiones se conocen la constante de reacción " K_r ", la temperatura del agua (promedio del mes más frío = T), el caudal afluente (Q) y la concentración del sustrato bajo consideración (C_o : DBO₅, RMP(CF)/100 ml). Mayor información sobre las ecuaciones (3) y (4) se puede obtener en la referencia 1; y sobre la ecuación (5) en las referencias 2 y 3.

Para obtener buenos resultados con los modelos mencionados debe hacerse la determinación de " K_r " sometiendo la laguna a flujo discontinuo.

Los proponentes de la ecuación (5) insisten en que se requiere mayor investigación en el desarrollo de este modelo, el cual "requiere ser verificado, modificado y refinado", lo mismo que calibrado para las diferentes áreas geográficas.

Llegar a contar con un modelo como el presentado en las anteriores ecuaciones, permitirá prever el comportamiento de las lagunas de estabilización:

- sin suponer que hay mezcla completa (la mezcla completa teórica no se da en la práctica aunque casi se logra en reactores circulares con agitación mecánica),
- sin suponer que hay flujo a pistón (el flujo a pistón nunca ocurre bajo régimen de flujo laminar como el que ocurre en las lagunas de estabilización),
- sin incurrir en el error de suponer que la eficiencia depende sólo del período de retención (un mismo período de retención con diferentes formas de laguna arroja diferentes eficiencias),
- sin incurrir en el error de suponer que la eficiencia depende de la intensidad de la carga superficial (kg de DBO₅/ha x día), pues lagunas sometidas a la misma carga superficial pero de diferentes formas o trabajando bajo condiciones de flujo diferentes arrojan eficiencias diferentes.

2. DISEÑO Y UBICACION DE LAS ESTRUCTURAS DE ENTRADA Y SALIDA

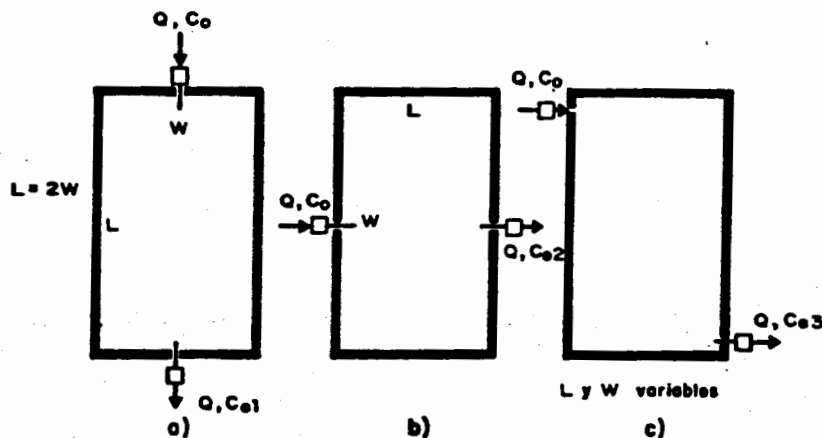


Figura 2
Tres lagunas de estabilización iguales, pero con ubicaciones diferentes de las estructuras de entrada y salida
 $Z = 2$ m en a), b) y c)
 $C_{e1} \neq C_{e2} \neq C_{e3}$

A pesar de que las tres lagunas a), b) y c) son iguales, las calidades de los efluentes de las mismas son diferentes debido a la diferente ubicación de las estructuras de entrada y salida.

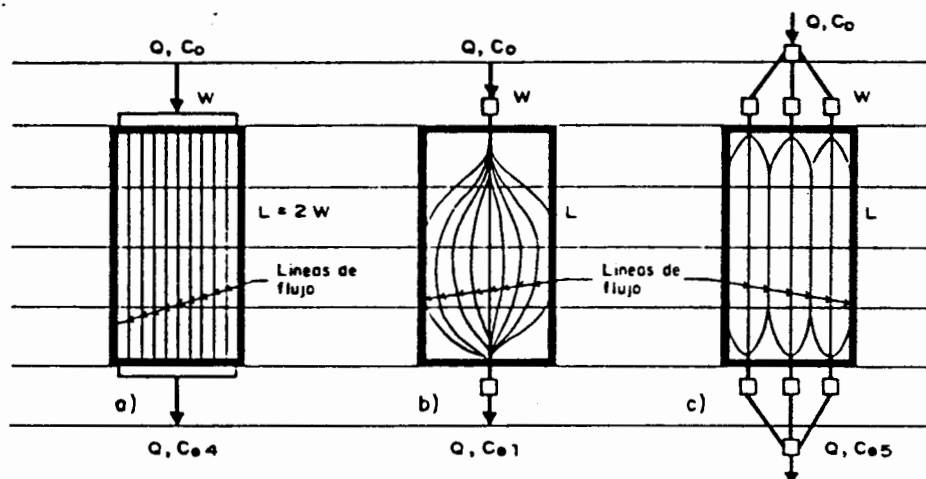


Figura 3
Tres lagunas de estabilización iguales y con ubicación igual
de las estructuras de entrada y salida de diseño diferente
 $Z = 2$ m en a), b) y c)
 $C_{e1} \neq C_{e4} \neq C_{e5}$

A pesar de que las tres lagunas a), b) y c) son iguales y de que la ubicación de las estructuras de entrada y salida son similares, las calidades de los efluentes son diferentes debido al diferente tipo de estructura.

Conforme las lagunas se alargan ($L/W > 4$) el tipo de estructura de entrada y salida pierde importancia, y el flujo pasa a ser regido principalmente por las leyes del flujo laminar en canales abiertos (ver la referencia 4).

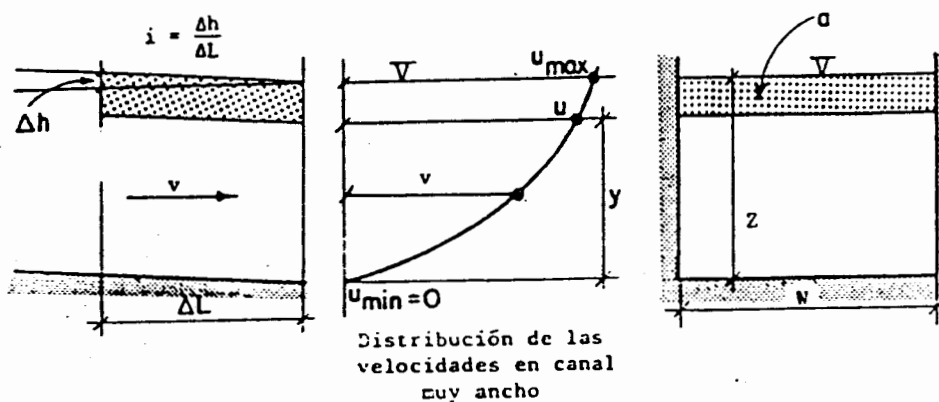


Figura 4
Variaciones de la velocidad del agua en la sección transversal
de un canal rectangular muy ancho cuando el flujo es laminar

$$N_R = \frac{4 v \cdot Z}{\nu} \quad (6)$$

Si $N_R < 2000$ (como es lo usual en lagunas de estabilización):

$$v = K \cdot i \quad (7)$$

$$K = \frac{Z^2 \cdot g}{3\nu} \quad (8)$$

$$v = \frac{Q}{WZ} \quad (9)$$

$$\frac{du}{dy} = \frac{ig(h-y)}{\nu} \quad (10)$$

$$u = \frac{-ig}{2\nu} \left[(Z-y)^2 - Z^2 \right] \quad (11)$$

$$u_{\max} = \frac{igZ^2}{2\nu} \quad (12)$$

$$u_{\max} = \frac{3}{2} v \quad (13)$$

donde:

- N_R = número de Reynolds
- v = velocidad promedio del agua en las lagunas (m/día)
- u = velocidad real de los filetes de agua en la laguna (m/día)
- K = conductividad hidráulica (m/día)
- i = gradiente hidráulico
- ν = viscosidad cinemática (m²/día)*
- g = aceleración de la gravedad (m/día²)*
- Q, W, Z = igual que en 1.

La ecuación (13) indica que los filetes de agua superiores se desplazan a una velocidad 3/2 veces mayor que la promedio. Es decir que la permanencia de estos filetes de agua en la laguna es de 2/3 el período de retención. Por consiguiente, cuando se usa la ecuación de flujo a pistón:

$$C_e = C_o e^{-K_R t} \quad (14)$$

donde t es el tiempo en días, se debe usar,

$$t = \frac{2}{3} \frac{V}{Q} \quad (15)$$

en vez del período de retención como usualmente se hace. Aunque la anterior corrección, fundamentada en las leyes de la hidráulica, proporciona valores de C_e (obtenidos con la ecuación (14) más aproximados a los reales, ocurren algunas diferencias influenciadas por la acción del viento (mezcla), las corrientes de convección, las variaciones de temperatura y la geometría de la laguna que (según las ecuaciones 1- 5) tiene su efecto en el flujo.

* Usualmente ν es dado en m²/seg y g en m/seg² por lo que se debe tener cuidado con las conversiones de unidades.

La Figura 5 muestra cortes típicos de estructuras de entrada y salida.

La caja para medición de caudales de la Figura 5.a) aparece mejor detallada en la Figura 6. Esta caja también puede usarse para interconexión entre lagunas y como estructura de salida con medición, constituyendo en este caso una alternativa a la solución mostrada en la Figura 5.b).

Aspectos que requieren investigación en relación con estas estructuras son:

- Efecto del diseño de la estructura de entrada en la eficiencia (comparar alternativas a), b) y c) de la Figura 3 para diferentes relaciones L/W).
- Tipo de pantallas y dimensiones de la caja de vertedero (Figura 6) para evitar que el caudal de ingreso afecte las lecturas del vertedero.

3. FACULTATIVAS PRIMARIAS VERSUS FACULTATIVAS SECUNDARIAS O TERCIARIAS

La mayoría de los modelos sobre cinética del proceso de remoción de DBO se basan en la carga suspendida.

En las lagunas facultativas primarias debe llamarse Co' a la concentración correspondiente a los sólidos suspendidos del agua residual cruda. Esta concentración Co' se transforma, en virtud de la sedimentación (de los sólidos sedimentables) en Co , siendo que:

El valor de

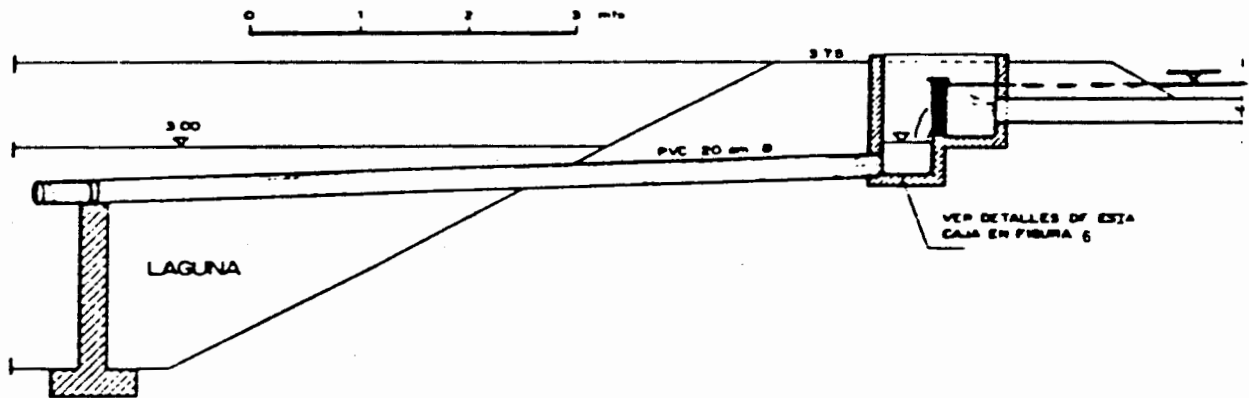
$$\frac{C_{susp} - C_{sed}}{C_{susp}} \text{ oscila entre } 0.6 \text{ y } 0.8.$$

Cuando en la literatura se habla de intensidad de carga en lagunas primarias, por lo general se calcula en función de Co' . Esto lleva a que algunos autores consideren que las lagunas primarias soportan cargas mayores que las secundarias y a que se obtengan valores de K_R diferentes.

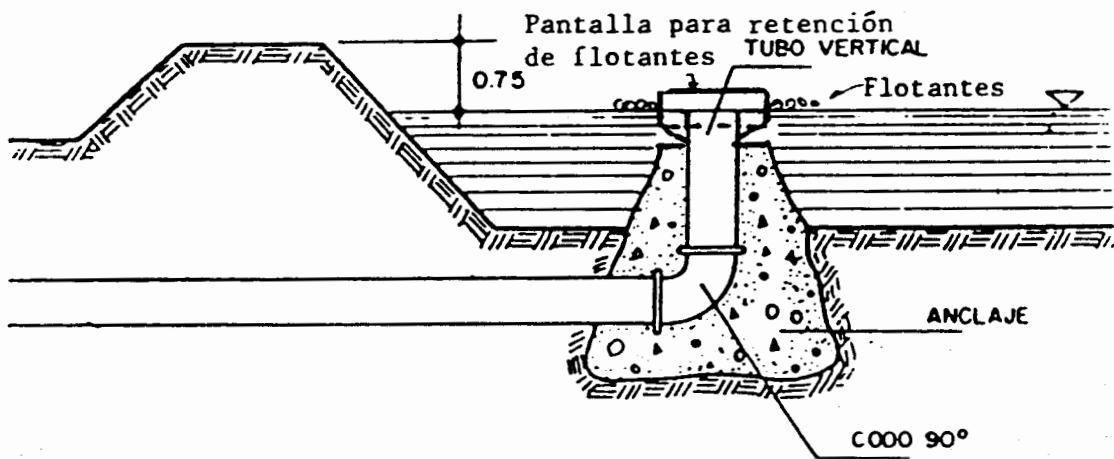
El valor de C_e de una laguna primaria sí pasa a ser Co de la laguna secundaria, partiendo de la hipótesis de que todos los sólidos sedimentables fueron retenidos en la laguna primaria.

Un fenómeno semejante al descrito para DBO sucede con respecto a la remoción de bacterias. Sin embargo, el valor de " C_{susp} " y " C_{sed} " no es necesariamente el mismo para DBO y bacterias (NMP(CF)/100 ml).

Los sólidos sedimentables alteran la geometría de las lagunas. Entre mayor sea la tasa de trabajo que se aplique a las lagunas mayor será esta alteración. Al predecir eficiencias mediante modelos matemáticos deberá utilizarse la geometría crítica, que es la previa a una limpieza, y no la geometría original de la puesta en marcha.



a) Entrada o interconexión



b) Salida

Figura 5
Estructuras de entrada y salida

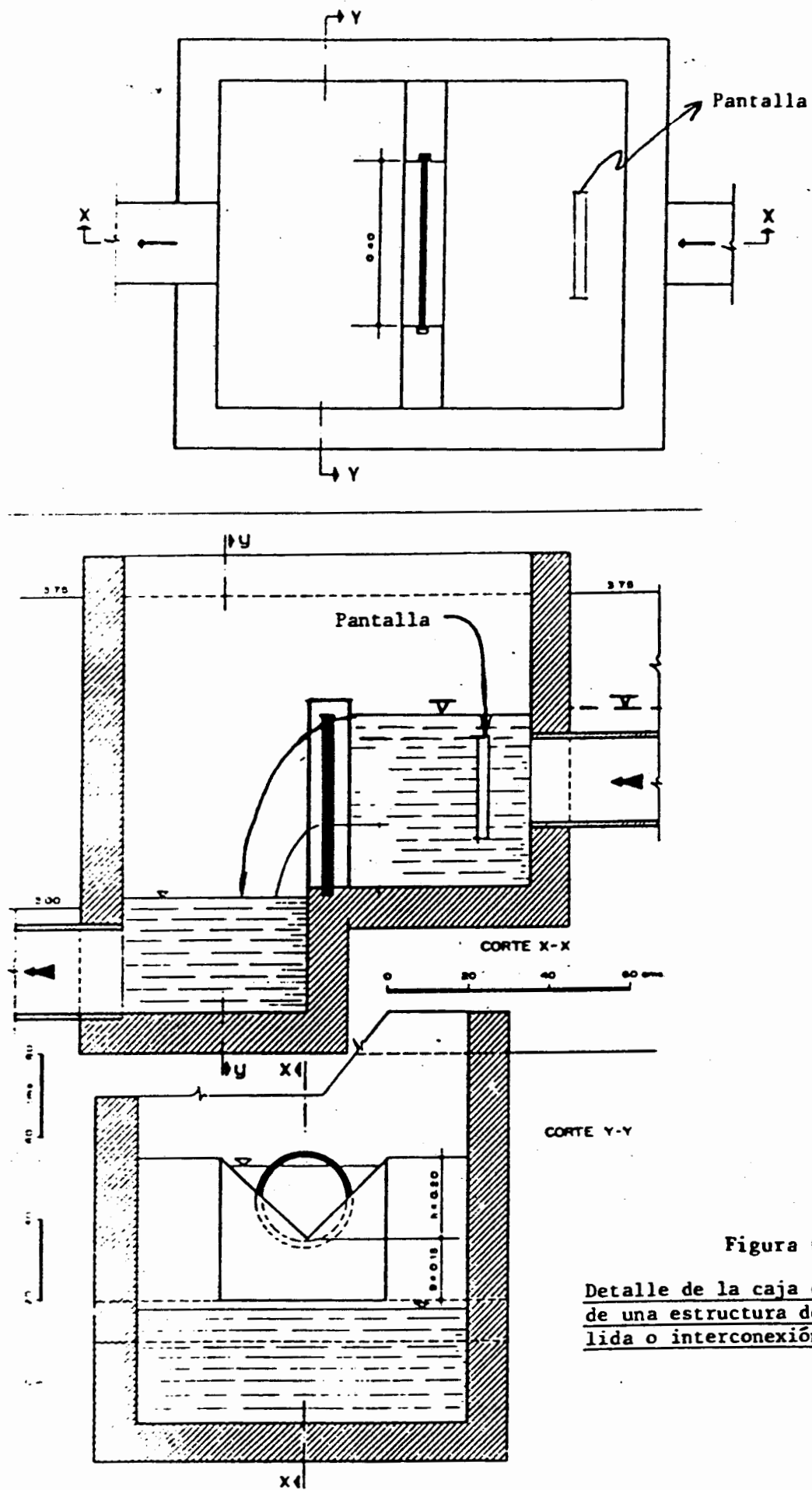


Figura 6

Detalle de la caja con vertedero
de una estructura de entrada, sa-
lida o interconexión

4. DISPOSITIVOS PARA MEDICION DE FLUJOS

La medición de flujos en lagunas de estabilización suele hacerse por medio de canales con estrangulamientos (Venturi, Parshall, etc.) y por medio de vertederos (rectangulares, en V, etc.). La medición de las cargas hidráulicas, a las cuales son proporcionales los caudales ($Q = f(h)$), se puede hacer, según la importancia y localización de las instalaciones, a través de escalas leídas por operadores, flotadores y detectores acústicos (acoplados a mecanismos de relojería que proporcionan gráficos Q vs t).

En vista de que las canaletas Parshall suelen ser más exactas, se recomienda que en todas las instalaciones haya por lo menos una canaleta Parshall que indique el caudal total que ingresa a la planta. Los caudales que ingresan a las diferentes lagunas pueden ser medidos mediante vertederos. Mayor información sobre estas estructuras de medición se puede obtener en las referencias 4 y 5.

La Figura 7 ilustra la ubicación de un Parshall en una derivación de aguas residuales (50 l/seg) que se desea tratar en lagunas de estabilización para posterior reuso en riego. En este caso la canaleta Parshall además de permitir la medición forma parte de la estructura de derivación.

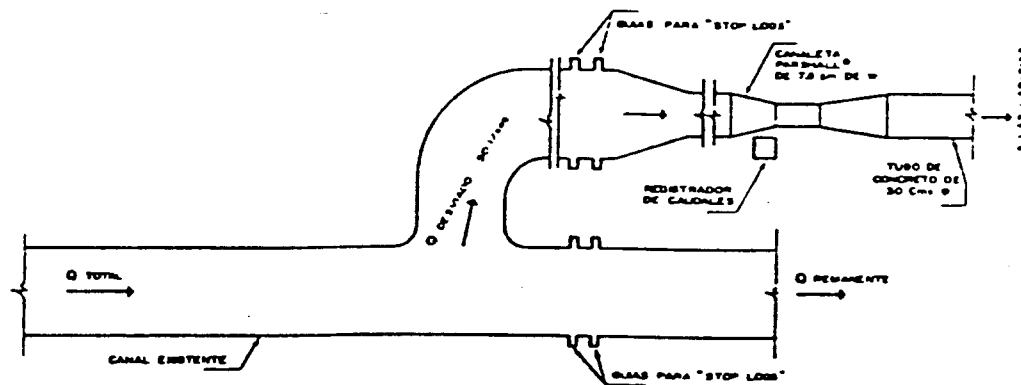


Figura 7
Esquema que muestra el desvío hacia un sistema de lagunas de un caudal de 50 l/seg de aguas residuales

Las cajas de vertederos, como la que se muestra en la Figura 6 tienen la ventaja de que su capacidad hidráulica se puede variar cambiando las chapas de los vertederos, tal como se muestra en la Figura 8. Si ha habido una disminución de caudal se puede lograr mayor precisión cambiando un vertedero triangular de 90° por uno de 45°. Si ha habido un aumento de caudal se puede pasar a un vertedero rectangular o a una descarga de fondo como la mostrada en la Figura 8.

La referencia 4 ilustra cómo calcular los caudales que fluyen en los diferentes casos. Sin embargo, se requiere mayor investigación sobre curvas de descarga para diferentes diseños de las cajas con vertederos.

5. DISPOSITIVOS PARA DISTRIBUCION DE FLUJOS

Con frecuencia se hace necesario distribuir el caudal sanitario entre varias lagunas que trabajan en paralelo.

Existen mecanismos muy ingeniosos para lograr este objetivo mediante orificios, vertederos, bombas, compuertas, canales, etc. Hay aquí otro campo que se presta para hacer mucha investigación.

La Figura 9 representa una estructura para distribuir un caudal en dos partes iguales aprovechando la simetría hidráulica y la igual capacidad hidráulica de dos vertederos iguales. Si en determinado momento se

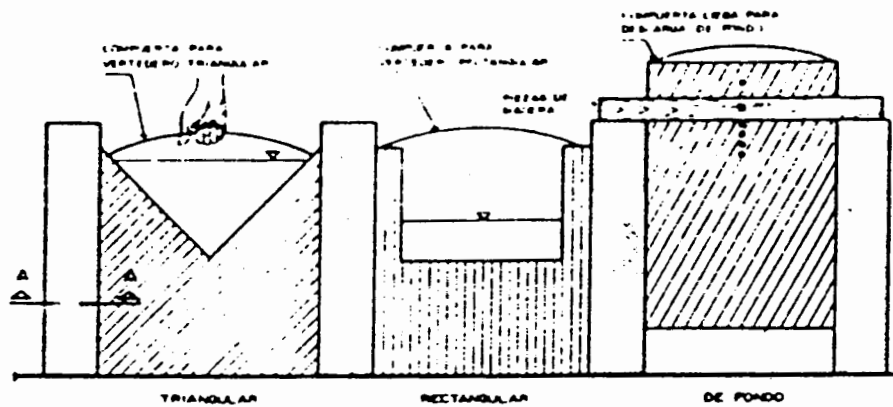
quisiera mandar más agua por un lado que por otro, esto se puede lograr cambiando la altura del vértice de uno de los vertederos triangulares, o usando vertederos rectangulares de ancho proporcional del caudal deseado.

6. REMOCION DE FLOTANTES

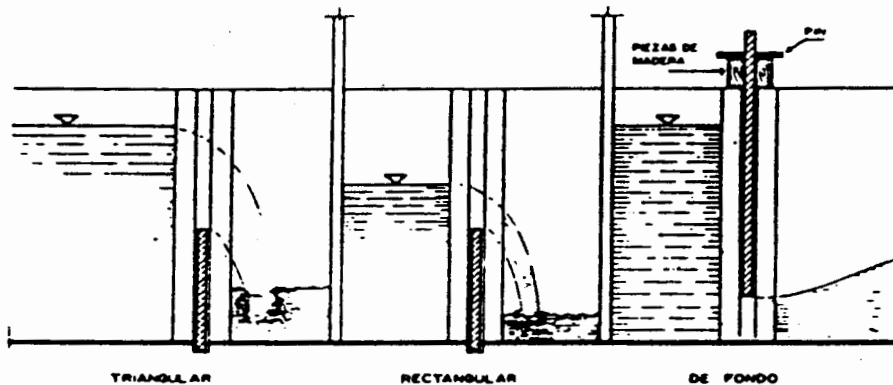
Se desea que las materias flotantes sean retenidas en la instalación de tratamiento por varias razones:

- Estéticas;
- sanitarias: las bacterias patógenas pueden utilizar los flotantes como refugio y nutrientes;
- reducción de carga orgánica: muchos de los flotantes pueden estar constituidos por materia orgánica que ejerce una alta DBO.

Se ha tratado de resolver este problema mediante el uso de rejas. Sin embargo, a veces se prefiere eliminar las rejas, ya que se ha observado que el viento suele acomodar los flotantes en una esquina de la laguna de donde se pueden remover con facilidad. Esta operación hay que hacerla aunque haya rejas, pues éstas no remueven todos los flotantes, además de que hay otros que se suelen formar en la misma laguna.



VISTA DE FRENTE DE DIFERENTES MANERAS DE OPERAR LAS CAJAS DE LAS OBRAS DE ARTE



SECCION TRANSVERSAL SOBRE DIFERENTES MANERAS DE OPERAR LAS CAJAS DE LAS OBRAS DE ARTE

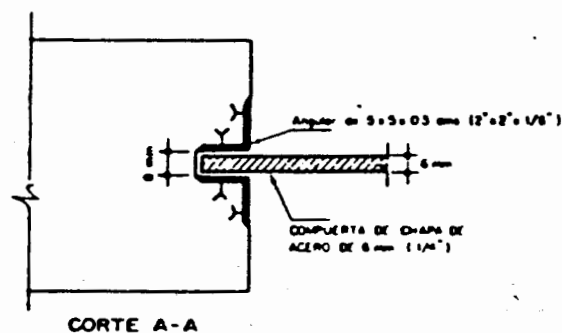


Figura 8
Alternativas de funcionamiento de las cajas
de las obras de arte

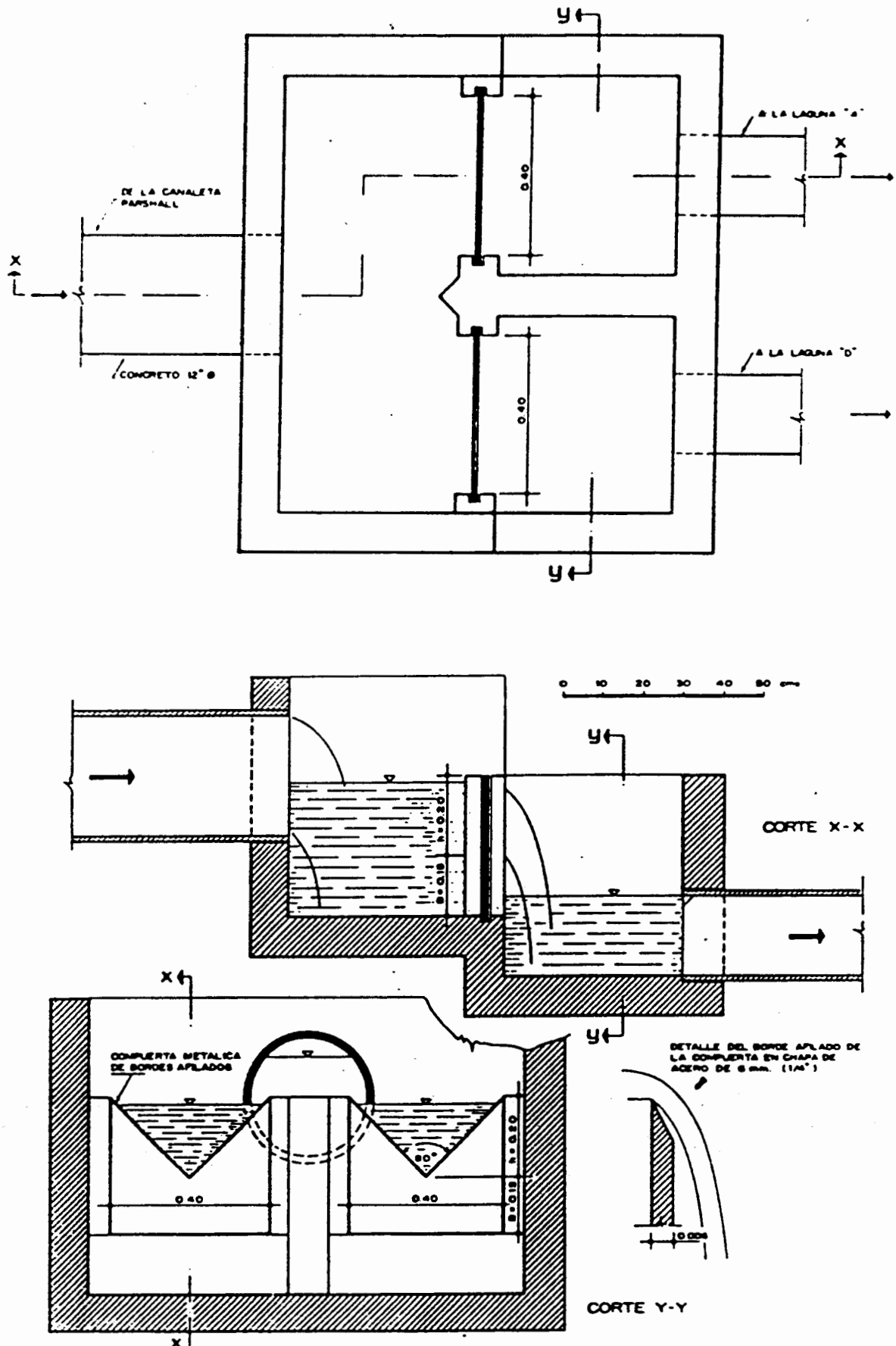


Figura 9
Estructura distribuidora de flujos

Por otra parte, las rejillas tienen la desventaja de causar obstrucciones cuando la operación de las mismas no es eficiente. Esto puede resolverse mediante la provisión de un desvío o "by pass". Sin embargo, este desvío encarece la obra. Otra solución puede ser el uso de rejillas con desmenuzadores automáticos. Pero éstas no son recomendadas para muchas áreas en los países en vías de desarrollo.

En todo caso, siempre es necesario evitar que las materias flotantes se integren al efluente de la laguna mediante la provisión de pantallas (ver la Figura 5.b) o dispositivos que hagan que la salida sea sumergida. Una solución puede consistir en usar una caja acoplada a la estructura de salida (como la mostrada en las Figuras 5.b) y 6), procurando que el vertedero deje sumergida la tubería de salida.

7. DISEÑO Y MANTENIMIENTO DE LOS DIQUES

En realidad, la tecnología sobre diseño y construcción de diques de tierra está bastante desarrollada dentro de la ingeniería civil y su especialidad la mecánica de suelos. El tipo de investigación que se requiere realizar está ligado a determinar las características de los suelos de la zona donde se construirán las lagunas: su conductividad hidráulica y permeabilidad, sus características mecánicas y capacidad para constituir los diques, etc. Esta investigación indicará si hay que recurrir a "préstamos" de materiales de otras áreas para llevar a cabo las obras, o si es necesario prever impermeabilización del fondo de las lagunas y de los diques, etc.

La Figura 10 muestra el esquema de un conjunto de lagunas. La Figura 11 muestra el perfil de los diques. La Figura 12 muestra detalles de planta de los diques.

El mantenimiento de los diques consiste en cortar las malezas que crezcan en ellos, y procurar que haya un césped bien cuidado que evite la erosión eólica y les dé un aspecto agradable a las lagunas. La parte superior de los diques puede mantenerse acondicionada para la circulación de vehículos. Los descensos de nivel del dique por asentamiento deben repararse rápidamente agregando material adicional, previo despalme y escarificación.

8. PROBLEMAS CON PERDIDAS EXCESIVAS DE AGUA

Uno de los aspectos que debe ser mejor investigado al proyectar lagunas de estabilización es el del balance hídrico. De la referencia 6 hemos tomado lo siguiente:

Tan importante es procurar una carga orgánica adecuada como lograr un balance hídrico apropiado.

Entre más grande hagamos una laguna, más nos vamos del lado de la seguridad desde el punto de vista de carga orgánica, pero más la comprometemos desde el punto de vista del balance hídrico.

El balance hídrico suele ser dado por la ecuación:

$$Q_e = Q_a + (P_r + P_c) - (E + P_e) \quad (16)$$

en la cual:

- Q_e = caudal efluente
- Q_a = caudal afluente de aguas residuales
- P_r = precipitación que cae sobre la laguna
- P_c = infiltración de agua subterránea hacia la laguna (sucede cuando el nivel freático está sobre el de la laguna)
- E = evaporación
- P_e = pérdidas por percolación (sucede cuando el nivel freático está por debajo del de las lagunas y éstas no se han sellado).

Las cantidades anteriores se pueden trabajar en metros cúbicos por día o litros por día.

Analizando el mes crítico (de menos lluvia, el nivel freático más bajo, de mayor evaporación) el valor de Q_e tiene que ser positivo. Es aquí donde algunas veces se hace necesario reducir el área de las lagunas, y el diseño del lado de la seguridad consiste en hacer lagunas más pequeñas (en área total) y no más grandes como supondría quien haga un análisis superficial del problema.

Si en un primer tanteo durante un diseño obtenemos un valor de Q_e negativo, quedan varias alternativas; entre ellas, impermeabilizar la laguna con material arcilloso o membranas sintéticas. Pero hay un recurso que puede ser más económico, y éste consiste en usar lagunas anaeróbicas. Un sistema de lagunas con anaeróbicas primarias puede tener un 60% del área de uno equivalente que use sólo lagunas facultativas; lo cual es muy importante desde el punto de vista de balance hídrico. En casos extremos se pueden usar lagunas anaeróbicas primarias y secundarias, con lo cual el área puede llegar a ser hasta un 40% de la de un sistema equivalente que no use lagunas anaeróbicas. En zonas muy céntricas donde no sea aconsejable el uso de lagunas anaeróbicas, éstas podrían ser sustituidas por lagunas aeradas mecánicamente.

RECUERDESE QUE UN BUEN DISEÑO NO CONSISTE EN HACER MUCHAS LAGUNAS EN SERIE O LAGUNAS MUY GRANDES SINO LOGRAR LA ADECUADA REMOCION DE CARGA ORGANICA Y PATOGENOS CON UN BALANCE HIDRICO POSITIVO AUN EN LA EPOCA CRITICA DESDE EL PUNTO DE VISTA HIDRICO.

LA MAYORIA DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION QUE NO HAN LOGRADO CUMPLIR SU OBJETIVO HA SIDO POR CAUSA DE UN BALANCE HIDRICO INADECUADO. SON POCAS LAS LAGUNAS QUE HAN FALLADO POR APLICARLES UNA CARGA ORGANICA MAL CALCULADA, PUES EL DISEÑO POR CARGA ORGANICA ES MAS FLEXIBLE QUE POR BALANCE HIDRICO.

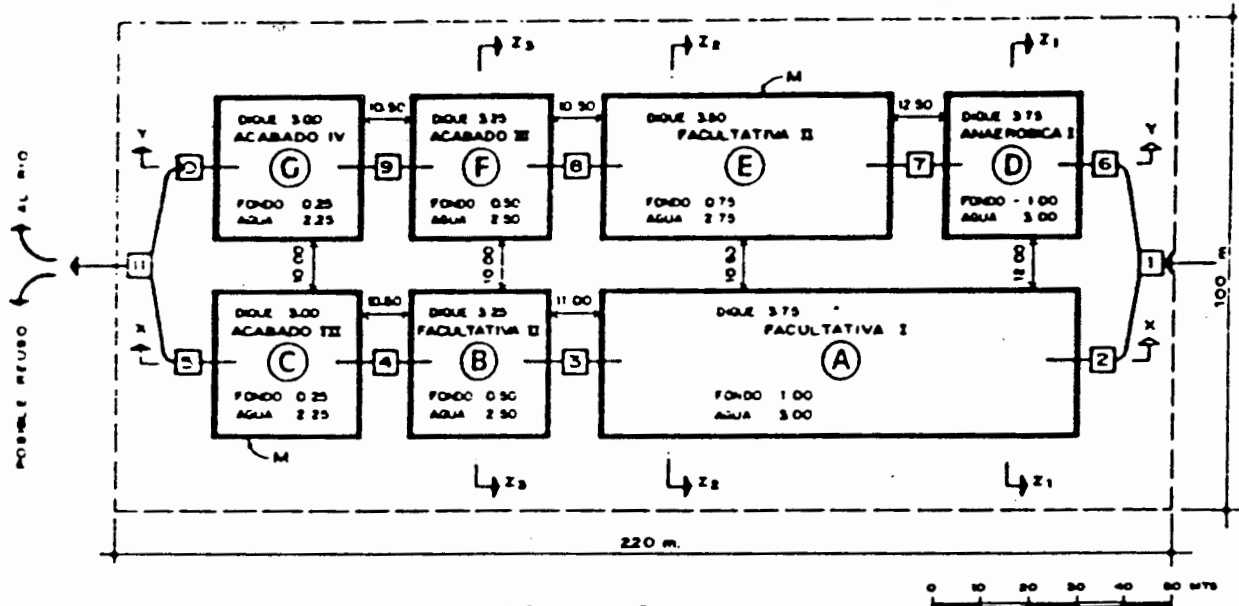


Figura 10
Esquema de un conjunto de lagunas de estabilización experimentales

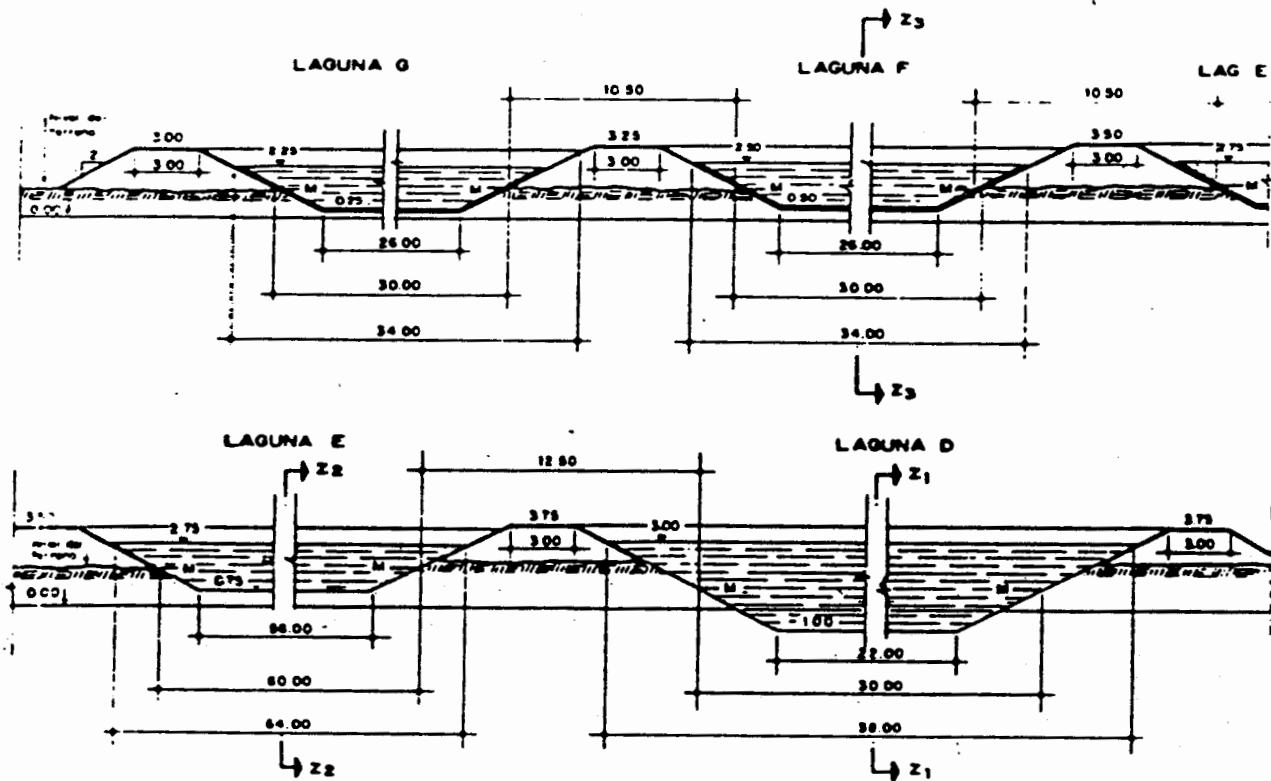


Figura 11
Perfil de los diques y de las lagunas sobre el eje Y-Y
de la Figura 10

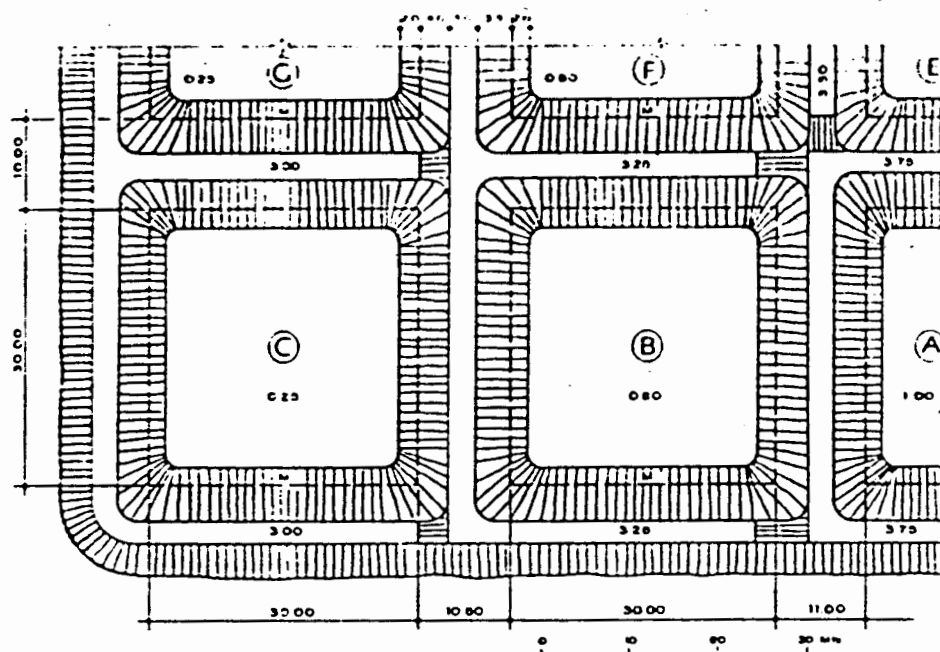


Figura 12
Vista de planta de los diques y de las lagunas C y B

La ecuación (16) también debe ser usada para calcular la capacidad hidráulica del aliviadero o estructura de salida de la laguna. En efecto, utilizando como P_r el valor que corresponde a la lluvia más intensa de un día (en 24 horas); y P_c para el valor máximo del nivel freático, lo mismo que Q_a para el día máximo, se obtiene un día de caudal máximo para el cual se calculará la capacidad de descarga del aliviadero. Las lagunas se diseñan con un borde libre que da margen para el aumento de carga sobre el vertedero de salida cuando sucede este caudal máximo.

Otro aspecto importante relacionado con las pérdidas de agua es la posible polución de las aguas subterráneas. Es poco probable el paso de patógenos u otros organismos al subsuelo. Los nitratos pueden llegar a causar problemas. Conviene investigar hasta qué grado el aumento de la profundidad de las lagunas haga que el lixiviado proceda de una zona completamente anaeróbica en la cual haya ocurrido denitrificación.

9. PROBLEMAS CON VECTORES Y OLORES

Siendo las lagunas de estabilización estructuras construidas para mejorar la salud, deberá procurarse que las mismas no sean criaderos de vectores (mosquitos, caracoles, etc.) que vayan a propagar enfermedades como la malaria, la fiebre amarilla o la esquistosomiasis.

La mejor forma de controlar los mosquitos la constituye un buen mantenimiento de las lagunas y de los diques. Además, se pueden realizar variaciones del nivel del agua mediante las cuales se logra eliminar las larvas. En casos extremos se pueden aplicar insecticidas. Si se llegan a observar caracoles deberá procurarse su identificación, y según el caso, su control.

El uso de peces larvicidas puede constituir un buen método de control de mosquitos, pero estos peces no siempre logran sobrevivir en lagunas de estabilización.

Las lagunas facultativas sobrecargadas y las anaeróbicas pueden producir malos olores (ocasionados por sulfuros).

En áreas tropicales 350 kg DBO₅/ha x día parece ser el límite de carga para lagunas facultativas primarias a 20°C. El límite para secundarias está cerca de 250 kg DBO₅/ha x día.

Las lagunas facultativas sobrecargadas suelen producir más malos olores (las algas desaparecen cuando la concentración de S²⁻ es mayor de 6.5 mg/l). Según Gloyna y Espino, la corrección posible consiste en disminuir la carga orgánica o aumentar el tiempo de retención según la ecuación (Journal ASCE, June 1969. Citado por Arceivala en la referencia 7).

$$S^2 \text{ (mg/l)} = (0.0001058 L_o - 0.001655 t + 0.0553) \times S O_4^2$$

estando: L_o en kg DBO₅/ha x día; t en días; $S O_4^2$ en mg/l.

Las lagunas anaeróbicas sometidas a cargas entre 50 y 300 gramos de DBO₅ por metro cúbico y por día suelen ser aptas para remociones de DBO de hasta un 50%. Su alta carga (pequeño tamaño) hace que permitan economizar terreno. Sin embargo, en algunas partes no se aconseja su uso por el peligro que producen malos olores.

El uso de reactores anaeróbicos de manto de lodos y flujo ascendente (UASB = Upflow Anaerobic Sludge

Blanket) puede llegar a consistir un tratamiento previo a las lagunas de estabilización que permita reducir área con menos riesgo de producción de malos olores que en las lagunas anaeróbicas. Actualmente (mayo 1986) el CEPIS está construyendo un UASB en San Juan de Miraflores, Lima, a escala piloto (1 l/seg).

Debido a su bajo período de retención, la eficiencia de los UASB en remoción de patógenos es muy baja, pero esto se puede compensar haciendo más profundas las lagunas facultativas y de acabado para lograr una eficiencia bacteriológica aceptable.

10. ACUMULACION, MANEJO Y REMOCION DE LODOS

Se ha visto al comienzo de este documento la importancia que tiene la geometría de las lagunas. Por consiguiente es de interés para el investigador y el operador tomar en cuenta la acumulación de lodos, la frecuencia de su remoción y el efecto de los mismos en el comportamiento de los reactores.

Las lagunas de estabilización son sedimentadores sobredimensionados. Por consiguiente, en las lagunas primarias es retenido casi el 100% de los sólidos sedimentables. En las lagunas de estabilización no se lleva a cabo un proceso de floculación biológica como el que ocurre con los lodos activados y los biofiltros. Por consiguiente no ocurre una sedimentación secundaria. Esto hace que la acumulación de lodos en lagunas con grado superior al primario sea despreciable para fines prácticos.

Deberá investigarse para cada área geográfica el volumen de lodo acumulado en las lagunas primarias. Como referencia se indica que este volumen está entre 150 y 200 l/hab x año de acumulación de lodo húmedo.

Según Hanih, referencia 8, la acumulación de lodos procedentes de los sólidos sedimentables es del orden de 200 l/hab x año. Pero el proceso de digestión anaeróbica que se lleva a cabo en el fondo de las lagunas reduce este volumen al valor antes mencionado de 150-200 l/hab x año.

Cuando llega el momento de remover los lodos (de acuerdo con lo previsto en el diseño, y tomando en cuenta que debe haber más de una laguna primaria) se procede a drenar y secar la laguna que se va a limpiar, con lo cual el volumen seco del lodo llega a ser menor (del orden de 50 l/hab x año). Para esta última operación debe aprovecharse la estación seca o estiaje.

REFERENCIAS

1. THIRDMURTHY, A.M. (1969). Design principles of waste stabilization ponds. Journal of the Sanitary Engineering Division, A.S.C.E., 93 (Sa2) 311.
2. POLPRASERT, CH. & BHATTARAI, K. (1985). Dispersion model for waste stabilization ponds. Journal of the Environmental Engineering Division, A.S.C.E., 111 (N1) 12.
3. SAENZ, R. (1985). Proyecto de lagunas facultativas, anaerobias y aeradas. CEPIS/OPS/OMS, Lima, Perú. p. 12.
4. SAENZ, R. (1985). Hidráulica básica para ingenieros sanitarios. CEPIS/OPS/OMS, Lima, Perú. p. 154.
5. HUEB, J.A., GONZAGA, B. & RODRIGUEZ, F.V. (1985). Macromedición. CEPIS/OPS/OMS, Lima, Perú. p. 463.
6. SAENZ, R. (1985). Lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados para el tratamiento de aguas residuales. CEPIS/OPS/OMS, Lima, Perú. p. 137.
7. ARCEIWALA, S.V. (1985). Waste stabilization ponds, mechanically aerated lagoons, and land irrigation. Informal handouts, IHE, Delft. p. 70.
8. HANISH, B. (1985). Mechanical waste water treatment. Informal handouts, IHE, Delft. p. 30.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO —FACULTAD DE INGENIERIA
SECCION DE INGENIERIA AMBIENTAL**

**MICROBIOLOGIA APLICADA A LOS PROCESOS
BIOLOGICOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES**

**M. en I. GABRIELA MOELLER CH.
Profesora de Ingeniería Ambiental
FI-UNAM**

Septiembre 7-12. 1992

MICROBIOLOGIA APLICADA A LOS PROCESOS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO

Al efectuarse un tratamiento del agua residual doméstica por medios biológicos se persiguen entre otras cosas las siguientes:

coagulación y eliminación de sólidos coloidales no sedimentables.

estabilización de la materia orgánica, es decir la reducción de su contenido orgánico.

En el caso de aguas residuales industriales se busca eliminar o reducir:

la concentración de los compuestos orgánicos e inorgánicos. Muchos de estos compuestos pueden ser tóxicos a los microorganismos.

En los procesos de tratamiento biológico los diferentes tipos de microorganismos son los encargados de efectuar dicho procesos con el principal objetivo de disminuir la carga contaminante de las aguas residuales a tratar.

Es fundamental para poder llevar un control adecuado del proceso de tratamiento el conocer qué son los microorganismos y cómo funcionan, es decir su forma, estructura y actividades bioquímicas y cuáles de ellos intervienen en el proceso.

Además el conocer la naturaleza de la materia orgánica de que están constituidos.

LUGAR DE LOS MICROORGANISMOS EN EL MUNDO DE LOS SERES VIVOS

Actualmente, la clasificación de los seres vivos más aceptada es aquella propuesta por Whittaker en la que se divide a los seres vivos en cinco reinos:

- Monera
- Protista
- Vegetales
- Animales y
- Hongos

Los principales grupos de microorganismos encontrados en las aguas y aguas residuales se encuentran en los reinos Monera Protista, Plantas y Animales.

La tabla 1 presenta esta clasificación simplificada de los cinco reinos

CLASIFICACION DE LOS MICROORGANISMOS PRESENTES EN LAS AGUAS Y AGUAS RESIDUALES

REINO	MIEMBRO REPRESENTATIVO	TIPO DE CELULA
Animal ₍₁₎	Crustáceos Gusanos Rotíferos	Células Eucarióticas*
Planta ₍₁₎	Plantas acuáticas Musgos Helechos	
Hongos	Mohos Levaduras	
Protista	Protozoarios Algas	
Monera	Bacterias Algas azul verdes	Células Procarióticas **

* Contienen un nucleo bien definido

** Material nuclear disperso en el citoplasma

(1) Multicelulares con diferenciación tisular.

NOMENCLATURA DE LOS MICROORGANISMOS

La nomenclatura de los microorganismos se basa en grupos e cada vez mayor tamaño, a saber:

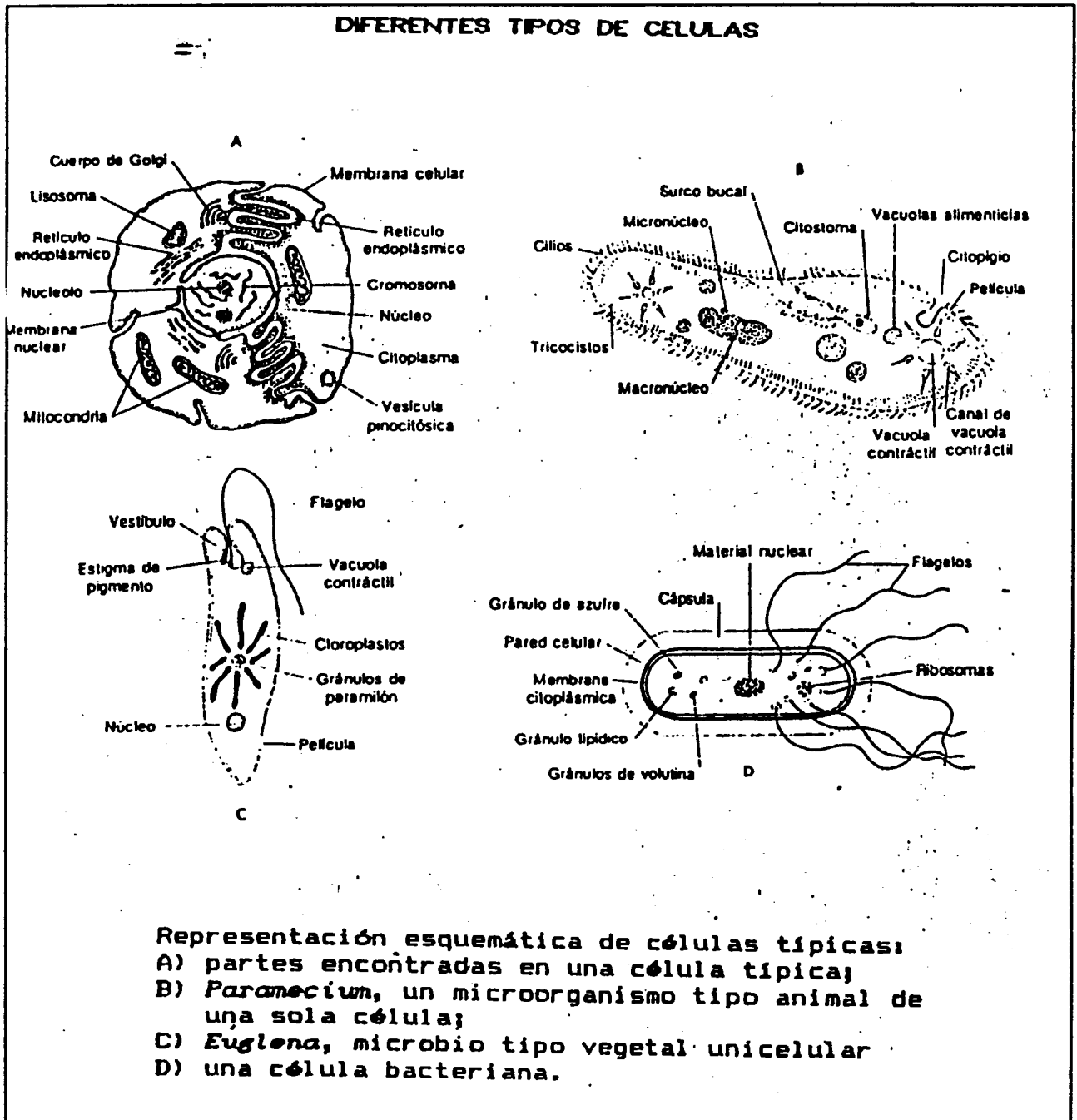
Reino
 Phylum
 Clase
 Orden
 Familia
 Género
 Especie

Así, la clasificación de los seres humanos es la siguiente:

Reino: Animal
 Phylum: Cordata
 Clase: Mamífero
 Orden: Primate
 Familia: Hominidae
 Género: Homo
 Especie: sapiens

NATURALEZA DE LAS CELULAS

En general, la mayoría de las células vivientes son muy similares. Como se muestra en la figura 1, tienen una pared celular que puede ser una membrana flexible o rígida. Si son móviles, poseen por lo general flagelos o cilios que son apéndices de apariencia capilar. El interior de la célula contiene una suspensión coloidal de proteínas, carbohidratos y otros compuestos orgánicos complejos, llamada citoplasma.



Cada célula contiene ácidos nucleicos, producto hereditario vital para la reproducción. La región citoplasmática contiene ácido ribonucleico (ARN), cuya misión principal consiste en la síntesis de las proteínas. Asimismo, en el interior de la pared celular se halla la región del núcleo, rica en ácido desoxirribonucleico (ADN). El ADN contiene toda la información necesaria para la reproducción de todos los componentes de la célula y puede considerarse como el proyecto de la célula. En algunas células, el ADN está recubierto por una membrana y el núcleo queda claramente definido (células eucarióticas). En otras no está bien definido (células procarióticas).

A fin de continuar sus funciones vitales adecuadamente, un organismo debe tener una fuente de energía y de carbono para la síntesis de nueva materia celular. Los elementos inorgánicos, tales como el nitrógeno y el fósforo, y otros elementos que se encuentran a nivel de vestigios como el azufre, potasio, calcio y magnesio son también vitales para la síntesis celular. Dos de las fuentes más corrientes del carbono celular para los microorganismos son el bióxido de carbono y la materia orgánica. Si un organismo obtiene su carbono celular a partir del bióxido de carbono se le llama autótrofo; si utiliza carbono orgánico, heterótrofo.

La energía es también necesaria para la síntesis de nueva materia celular. En los organismos autótrofos, la energía puede proporcionarla el Sol, como en la fotosíntesis, o una reacción orgánica de oxidación-reducción. Si la energía fuese solar, al organismo se le denomina autótrofo fotosintético. Si fuese proporcionada por una reacción inorgánica de oxidación-reducción se le conocerá por el nombre de autótrofo quimiosintético. En los organismos heterótrofos, la energía requerida para la síntesis celular procede de la oxidación o fermentación de la materia orgánica. La tabla 2 presenta una clasificación de los microorganismos según sus fuentes de energía y de carbono celular.

TABLA 2

Clasificación general de los microorganismos según sus fuentes de energía y de carbono

Clasificación	Fuente de la energía	Fuente de carbono	Organismo Representativo
Autótrofos:			
Fotosintéticos	Luz	CO ₂	Plantas superiores algas y bacterias fotosintéticas
Quimiosintéticos	Reacción inorgánica de oxidación-reducción.	CO ₂	Bacterias
Heterótrofos	Reacción orgánica de oxidación-reducción	Carbono Orgánico	Bacterias, hongos protozoarios y animales

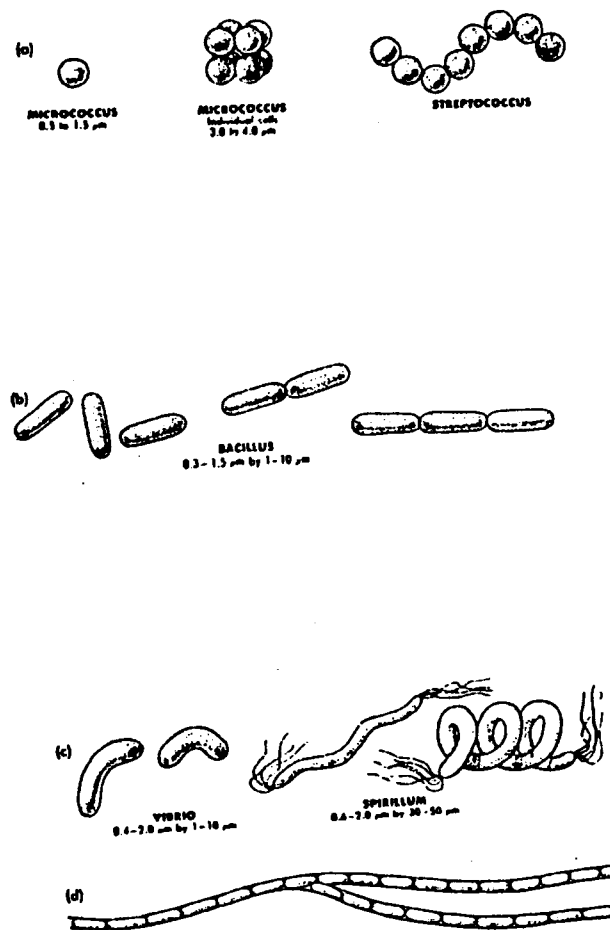
Los organismos pueden igualmente clasificarse según su capacidad para utilizar oxígeno. Los organismos aerobios sólo pueden existir en presencia de oxígeno molecular. Los microorganismos anaerobios existen solamente en ambientes con ausencia de oxígeno. Los organismos facultativos tienen la capacidad de sobrevivir con o sin oxígeno libre.

MICROORGANISMOS IMPORTANTES

Es necesario que el ingeniero sanitario conozca bien las características de los siguientes microorganismos por su importancia en los procesos de tratamiento biológico: 1) bacterias; 2) hongos; 3) algas; 4) protozoos; 5) rotíferos; 6) crustáceos, y 7) virus.

BACTERIAS. Las bacterias son organismos unicelulares incluidos en el Reino Monera. Consumen alimentos solubles y, por lo general, se encuentran donde haya alimentos y humedad. Su modo habitual de reproducción es por fisión binaria. Si bien existen miles de diferentes especies de bacterias, su forma general encaja dentro de alguna de estas tres categorías: esféricas, cilíndricas y helicoidales. Los tamaños de las bacterias varían mucho. Los tamaños representativos son de 0.5 a 1.0 μm de diámetro en el caso de bacterias esféricas, de 0.5 a 1.0 μm de anchura por 6 a 15 μm de longitud para las helicoidales (espirales).

La estructura general de una célula bacteriana se presenta en la figura 2.



Formas típicas de una célula bacteriana. (a) esféricas, (b) bacilares (c) en coma, espiraladas, y (d) filamentosas (constituidas por cadenas de células individuales).

Diversos ensayos realizados con diferentes bacterias indican que están compuestas por un 80% de agua y el 20 % restante de materia seca, de la cual el 90 % es orgánica y el 10% inorgánica. Una fórmula aproximada de la fracción orgánica es:

$C_5H_7O_2N$. Como la fórmula indica, un 53 % en peso, aproximadamente, es carbono. Los compuestos que constituyen la porción inorgánica incluyen P_2O_5 (50%), SO_3 (15%), Na_2O (11%), CaO (9%), MgO (8%), K_2O (6%) y Fe_2O_3 (1%). Puesto que todos estos elementos y compuestos deben proceder del medio ambiente en el que se desarrolla la célula, la falta de cualquiera de estas sustancias limitaría su crecimiento y, en algunos casos, lo alteraría.

La temperatura y el pH juegan un papel vital en la vida y muerte de las bacterias así como en otras plantas y animales microscópicos. Se ha comprobado que la velocidad de reacción para los microorganismos aumenta con la temperatura, doblándose cada 10°C de aumento, hasta alcanzar la temperatura límite. Según el grado de temperatura en que se desarrollan mejor, las bacterias se clasifican en criófilas o psicrófilas, mesófilas y termófilas. Los intervalos típicos de temperatura para las bacterias en cada una de las categorías señaladas puede verse en la tabla 3.

TABLA 3

Intervalos típicos de temperatura para diversas bacterias		
Tipo	Temperatura, en °C	
	Intervalo	Optima
Criófilas*	- 2 - 30	12 - 18
Mesófilas	20 - 45	25 - 40
Termófila	45 - 75	55-65

* También conocidas como psicrófilas

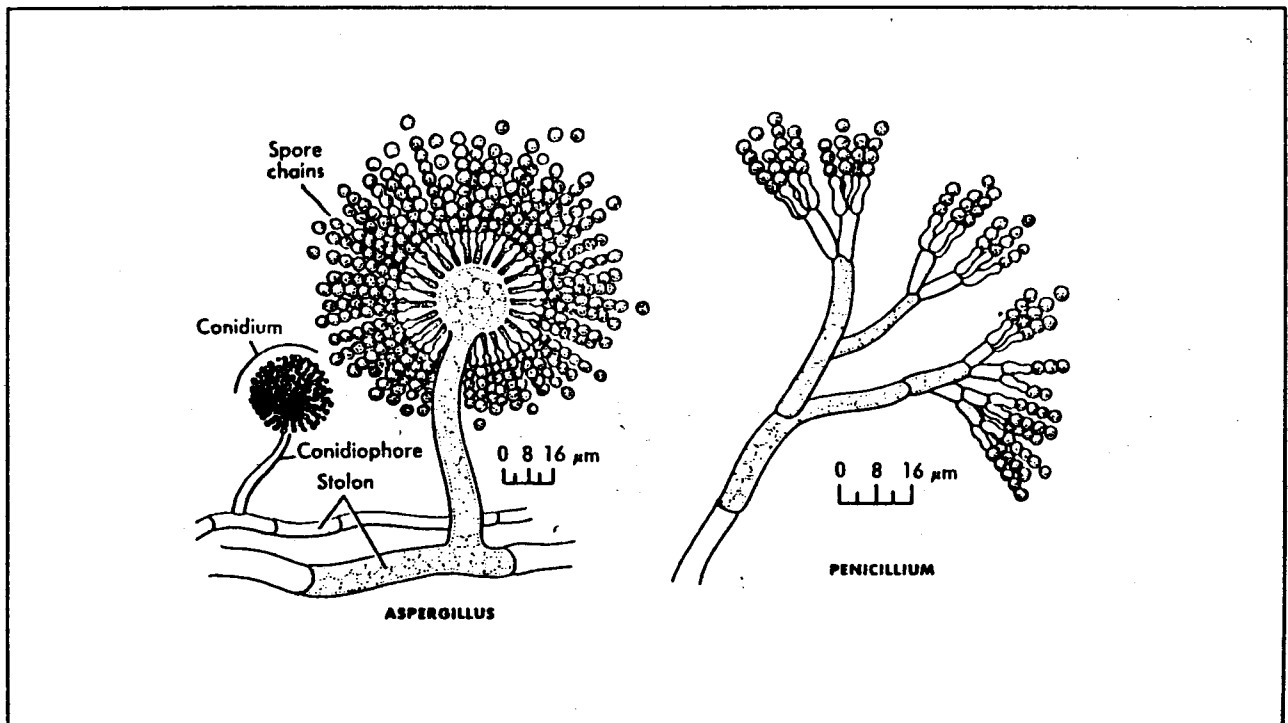
El pH de una solución es asimismo un factor clave en el crecimiento de los organismos. La mayoría de éstos no pueden tolerar niveles de pH por encima de 9.5 o por debajo de 4.0. Por lo general, el pH óptimo para el crecimiento se encuentra entre 6.5 y 7.5.

Las bacterias pueden clasificarse , con base en su metabolismo, en heterótrofas y autótrofas. Las autótrofas más comunes son quimiosintéticas pero sólo unas pocas son capaces de efectuar la fotosíntesis. Las bacterias purpúreas del azufre (*Thiorhodaceae*) y las bacterias verdes del azufre (*Chlorobiaceae*) son ejemplos representativos de bacterias autótrofas fotosintéticas. En el tratamiento biológico de las aguas residuales, las bacterias heterótrofas constituyen, en general, el grupo más importante, por su necesidad de compuestos orgánicos para el carbono celular. Las bacterias autótrofas y heterótrofas pueden dividirse, a su vez, en aerobias, anaerobias, o facultativas, según su necesidad de oxígeno.

HONGOS. Los hongos son organismos heterótrofos, no fotosintéticos y multicelulares.

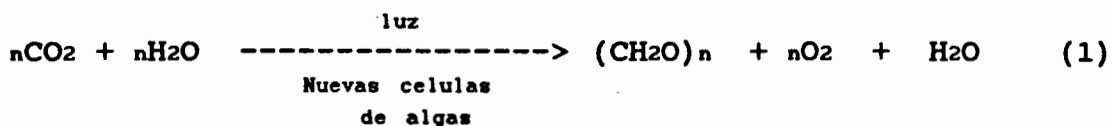
Los hongos se clasifican generalmente por su modo de reproducción. Se reproducen sexual o asexualmente, por escisión, germinación, o formación de esporas. Los mohos o "verdaderos hongos" producen unidades microscópicas (hifas), que colectivamente forman una masa filamentosa llamada micelio. En ingeniería sanitaria, los términos "hongos" y "mohos" se usan como sinónimos.

La mayoría de los hongos son aerobios estrictos. Pueden crecer con muy poca humedad y toleran un medio ambiente con pH relativamente bajo. El pH óptimo para la mayoría de las especies es de 5.6; el intervalo es de 2 a 9. Los hongos tienen una demanda baja de nitrógeno, sólo necesitan aproximadamente la mitad de lo que requieren las bacterias. La capacidad de los hongos para sobrevivir a pH bajos y poco nitrógeno les hace muy importantes en el tratamiento de algunas aguas residuales industriales y en la formación de compostas a partir de residuos sólidos orgánicos. Ver Fig.3.

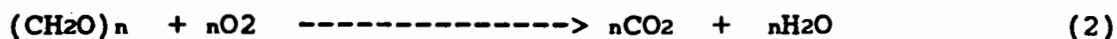


ALGAS. Las algas son protistas unicelulares o multicelulares, autótrofas y fotosintéticas. No son deseables en los abastecimientos de agua porque producen malos olores y sabores desagradables. En las plantas de filtración, la presencia de algas reduce el tiempo de filtrado entre lavados. El color verde de la mayoría de las especies y su capacidad para formar capas disminuye el valor estético del agua. En los estanques de oxidación las algas son un valioso elemento porque producen oxígeno a través del mecanismo de la fotosíntesis. Por la noche, cuando no hay luz para producir la fotosíntesis, consumen el oxígeno en la respiración. La respiración también tiene lugar en presencia de la luz solar; sin embargo la reacción neta es la producción de oxígeno. Las ecuaciones 1 y 2 representan reacciones bioquímicas simplificadas por la fotosíntesis y la respiración.

Fotosíntesis:



Respiración:



En un medio acuático, puede observarse que este tipo de sistema metabólico produce una variación diurna del oxígeno disuelto. La capacidad de las algas para producir oxígeno es vital para la ecología del medio acuoso. Para que un estanque de oxidación aerobio o facultativo funcione eficazmente, es imprescindible que las algas proporcionen oxígeno a las bacterias aerobias y heterótrofas.

Como consecuencia de que las algas utilizan bióxido de carbono en su actividad fotosintética pueden producirse valores del pH elevados. Además, al aumentar el pH cambian los componentes de la alcalinidad y así la alcalinidad del carbonato y del hidróxido tiende a predominar.

Si el agua tuviese una elevada concentración de calcio, el carbonato de calcio precipitará cuando las concentraciones del ion calcio y carbonato llegasen a ser lo suficientemente grandes para sobrepasar el producto de solubilidad. Esta eliminación del ion carbonato por precipitación hace que el pH no aumente más. Al igual que en el caso del oxígeno disuelto, existe una variación diurna del pH. Durante el día, las algas consumen bióxido de carbono, lo que supone un aumento del pH, mientras que por la noche lo producen, lo que significa un descenso de aquél.

Las algas, al igual que sucede con otros microorganismos, requieren compuestos inorgánicos para reproducirse. Aparte del bióxido de carbono, los principales nutrientes necesarios son el nitrógeno y el fósforo. También son muy importantes vestigios de otros elementos (oligoelementos), como hierro, cobre y molibdeno. Merece la pena destacar que el problema de evitar el crecimiento excesivo de las algas en las aguas naturales se ha centrado hasta hoy en la eliminación de los nutrientes. Algunos científicos se

inclinan por la eliminación del nitrógeno de los efluentes de las plantas de tratamiento, mientras que otros recomiendan la eliminación del fósforo y, finalmente, algunos son partidarios de eliminar ambos, nitrógeno y fósforo. No debe olvidarse a los oligoelementos que, en algunos casos, son los nutrientes que limitan el crecimiento de las algas.

Se describen a continuación cuatro tipos importantes de algas de agua dulce.

1.- Verdes (*Chlorophyta*). Las algas verdes son principalmente una especie de agua dulce y pueden ser unicelulares o multicelulares. Una característica que las distingue es que poseen cloroplastos. Los cloroplastos son los puntos de fotosíntesis y consisten en unas estructuras rodeadas de membrana que contienen la clorofila y otros pigmentos.

Las algas verdes comunes son las del grupo *Chlorella* encontradas en los estanques de estabilización.

2.- Verdes móviles (*Volvocales euglenophyta*). Viven en colonias, y son de color verde brillante, unicelulares y flageladas. La *Euglena* pertenece a este grupo particular de algas. Las *Mastigophora* - que contienen clorofila - se incluyen con frecuencia en esta categoría.

3.- Verdeamarillas o marrón dorado (*Chrysophyta*). Casi todas las formas de *chrysophyta* son unicelulares. Viven en agua dulce y su color característico es debido a los pigmentos pardoamarillentos que esconden la clorofila. De este grupo de algas, las más importantes son las diatomeas. Se encuentran indistintamente en aguas saladas y dulces. Las diatomeas tienen concha, compuesta principalmente por sílice. Los depósitos de estas conchas son conocidos como tierra de diatomáceas y se utiliza como ayudante de filtración.

4.- Verdiazules (*Cyanophyta*). Las algas verdiazules son de una forma muy simple y muy semejantes a las bacterias en algunos aspectos. Son unicelulares, generalmente encerradas dentro de una envoltura, y sin flagelos. Difieren de otras algas en que su clorofila no está contenida en cloroplastos sino que está repartida por toda la célula. Por varias razones, las algas verdiazules son de interés en la tecnología del agua y aguas residuales. Pueden formar grandes y densas capas sobre la superficie del agua y por ello disminuir el valor estético de la misma. A veces proporciona al agua mal sabor y olor.

Característica importante de estas algas es su capacidad para utilizar nitrógeno de la atmósfera como nutriente en la síntesis celular. Así pues, la eliminación de los compuestos nitrogenados del agua no eliminará la fuente del nitrógeno para estas especies de algas.

Las figuras 4 y 5 muestran algunas algas representativas.

Fig. 4

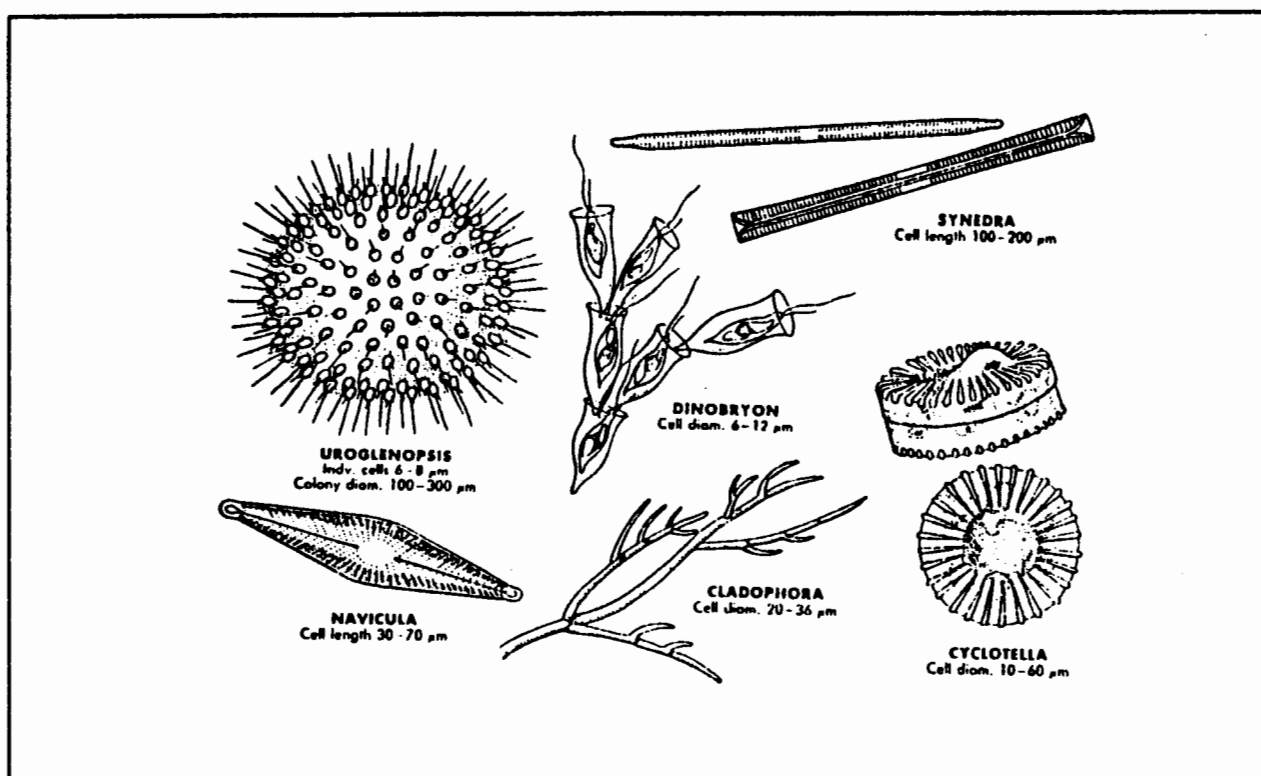
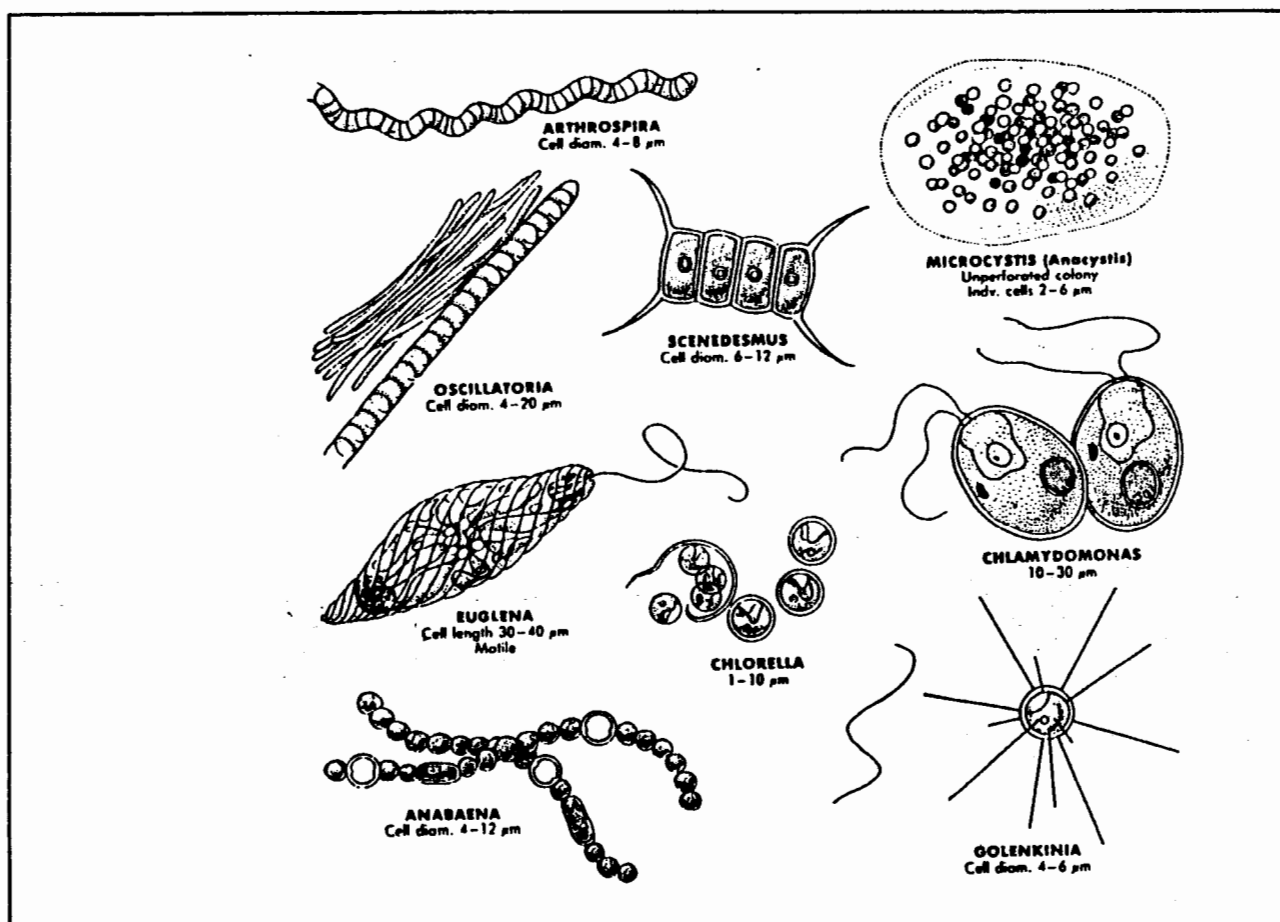


Fig 5.



PROTOZOARIOS. Los protozoarios son protistas móviles microscópicos, y por lo general, unicelulares. La mayoría de los protozoarios son heterótrofos aerobios, aunque algunos pocos son anaerobios. Los protozoarios son generalmente de un orden de magnitud mayor que las bacterias y suelen consumir bacterias como fuente de energía. En efecto, los protozoarios actúan como purificadores de los efluentes de procesos biológicos de tratamientos de aguas residuales al consumir bacterias y partículas orgánicas.

Los protozoarios suelen dividirse en los cinco grupos siguientes:

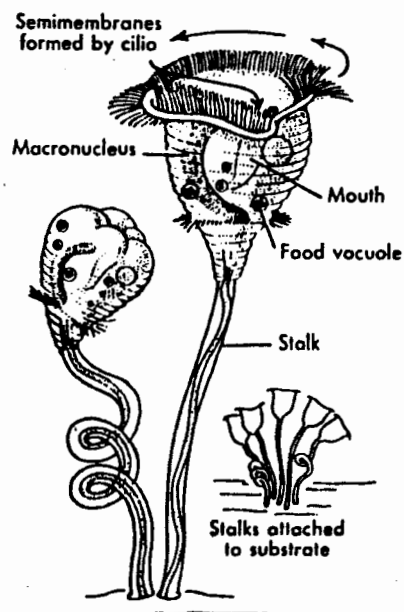
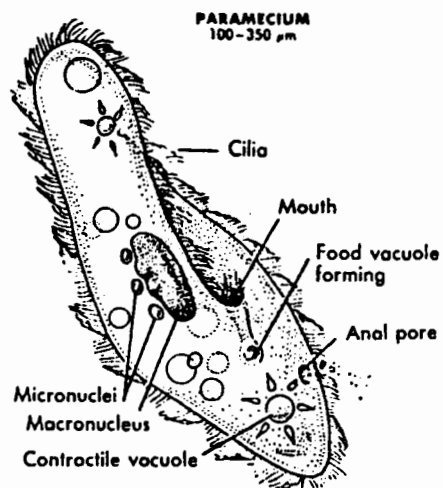
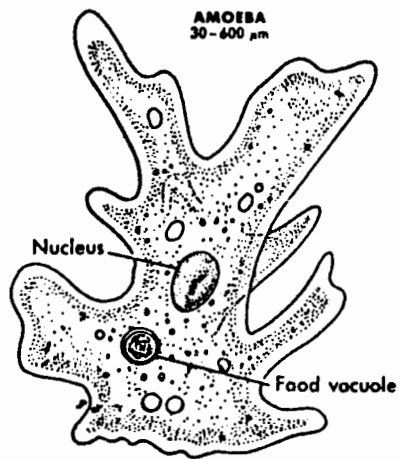
1.- Sarcodina. Se caracterizan por sus pies falsos o pseudópodos, que utilizan para su movimiento y captura de alimentos. La *Entamoeba histolytica*, causa de una enfermedad intestinal del hombre, pertenece a este grupo.

2.- Mastigophora. Caracterizados por sus flagelos, que utilizan para moverse. Algunos microbiólogos los subdividen a su vez, en dos grupos: con y sin clorofila. Ejemplos a citar son *Euglena* y *Astasia*, incoloros los de este último.

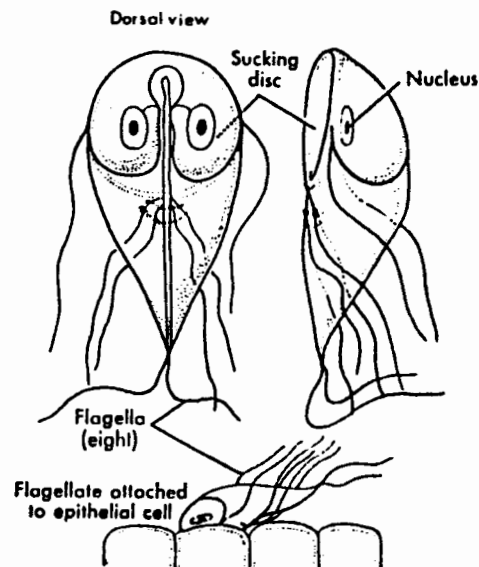
3.- Sporozoa. Son protozoarios formadores de esporas y parásitos obligados. Su único interés para los ingenieros sanitarios reside en el hecho de que algunos de ellos, especialmente cuatro especies de *Plasmodium* causan la malaria.

4.- Infusorios o Ciliata. El movimiento mediante cilios es característico de estos protozoarios. Los cilios son extremidades de tipo capilar de la membrana celular. Además de hacer que el organismo pueda moverse, facilitan a los protozoarios la captura de alimentos sólidos. Los ingenieros sanitarios suelen considerar que los Ciliata se dividen en dos tipos, los que nadan libremente y los fijos. Los primeros tienen que nadar tras las bacterias y necesitan mucho alimento por el gran desgaste de energía al tener que nadar continuamente. El *Paramecium* es un ciliado libre, que es importante en el tratamiento del agua residual. Los ciliados fijos están adheridos a algo sólido y deben tomar sus alimentos cuando les pasan por delante. Como su movimiento es limitado y gastan menos energía, necesitan menos alimento. El *Vorticella* es un ciliado fijo de importancia en los procesos de tratamiento biológicos, especialmente en el proceso de fangos activados.

5.- Suctoria. Son protozoarios que poseen largos tentáculos, que usan para capturar otros protozoarios y extraer su protoplasma para su utilización. Durante las primeras fases del ciclo de su vida, los Suctoria tienen cilios pero en la fase adulta poseen tentáculos. Ver Fig. 6

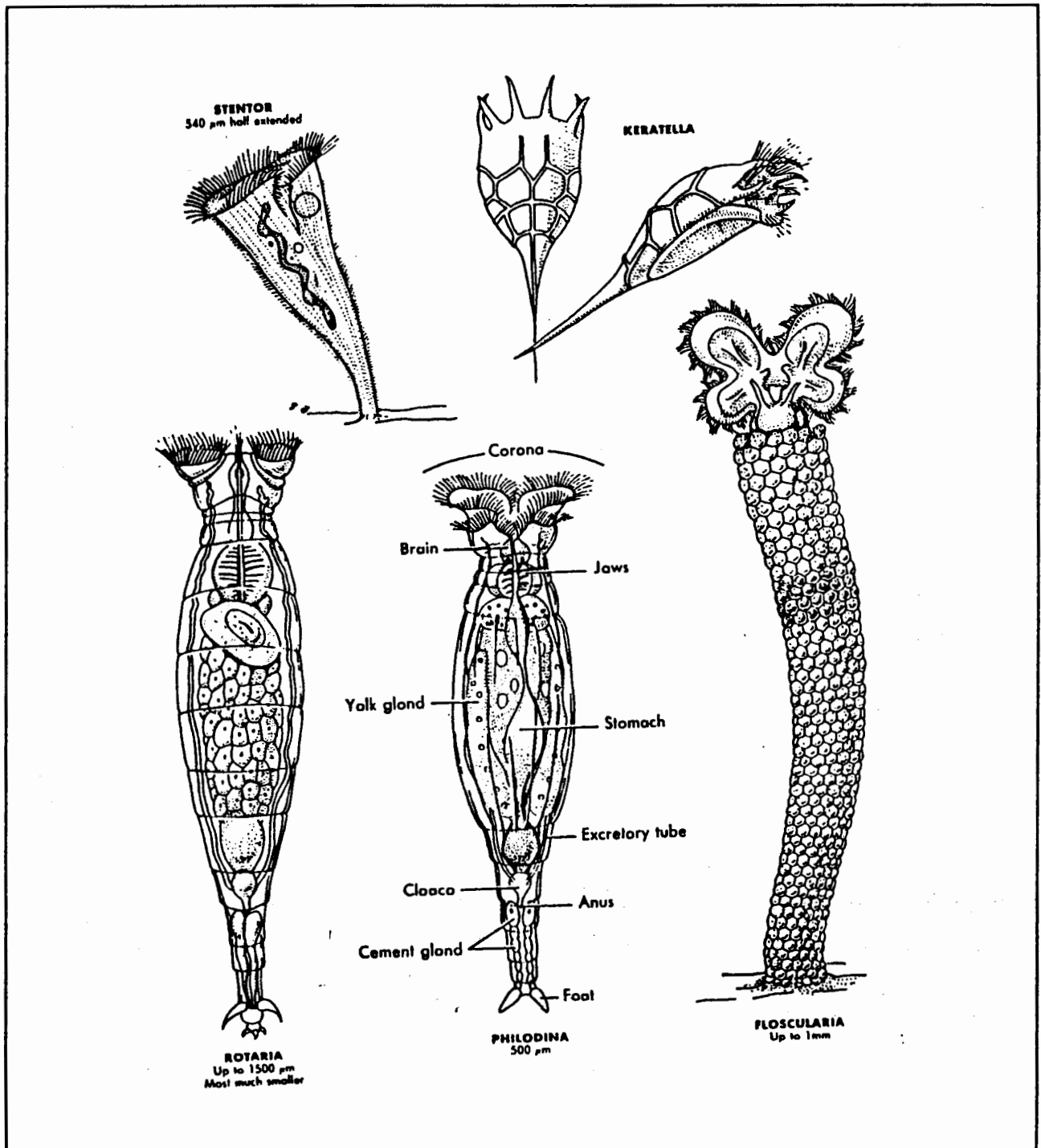


VORTICELLA
50 - 150 μm



GIARDIA
5 - 15 μm by 10 - 20 μm

ROTIFEROS. El rotífero es un animal aerobio, heterótrofo y multicelular. Su nombre procede del hecho de que tienen dos juegos de cilios giratorios sobre la cabeza que utilizan para su movimiento y captura de alimentos. Los rotíferos son muy eficaces al consumir bacterias dispersas y floculadas así como pequeñas partículas de materia orgánica. Su presencia en un efluente indica un proceso de purificación biológica aerobia muy eficiente. Ver Fig. 7



CRUSTACEOS. Al igual que los rotíferos, el crustáceo es un animal aerobio, heterótrofo y multicelular, pero al contrario, el crustáceo tiene un cuerpo duro o coraza. Los crustáceos son una importante fuente de alimentación de los peces y como tales suelen encontrarse en la mayoría de las aguas naturales. Excepto en los estanques de oxidación con poca carga, donde a veces se detecta su presencia, los crustáceos no existen en los sistemas de tratamiento biológico en cantidades apreciables. Su presencia indica que el efluente está bajo de materia orgánica y que es rico en oxígeno disuelto.

VIRUS. Un virus es la más pequeña estructura biológica que contiene toda la información necesaria para su propia reproducción. Los virus son tan pequeños que sólo pueden observarse con un microscopio electrónico. son parásitos obligados y como tales necesitan de alguien de quien poder vivir. Una vez que lo tienen, dirigen su compleja maquinaria para producir nuevos virus. Eventualmente las células del huésped se rompen, liberando nuevas partículas de virus, que pueden continuar infectando nuevas células.

Los virus suelen clasificarse según el huésped que infectan. Muchos virus que producen enfermedades al hombre se sabe que son excretados en las heces humanas. Por tanto, en el tratamiento de aguas residuales domésticas, el ingeniero sanitario tiene la responsabilidad de asegurar que estos virus estén debidamente controlados, lo que se logrará mediante cloración y la adecuada evacuación del efluente.

CRECIMIENTO BACTERIANO

El control eficaz del medio ambiente en el tratamiento biológico de las aguas residuales se basa en el conocimiento de los principios básicos que gobiernan el crecimiento de los microorganismos.

El modo común de reproducción de las bacterias es por fisión binaria, la célula original se transforma en dos nuevos organismos. El tiempo requerido para cada división. que se denomina tiempo de generación puede variar desde días a menos de 20 minutos.

La forma general de producirse el crecimiento de las bacterias se muestra en la fig. 8. Inicialmente se inocula un pequeño número de organismos en un medio de cultivo y se registra el número de organismos viables en función del tiempo. El modelo de crecimiento basado en el número de células tiene más o menos cuatro fases diferenciadas.

1.- Fase lag o de retardo. Tras la adición de un inóculo a un medio de cultivo, la fase de retardo representa el tiempo requerido para que los organismos se adapten al medio ambiente o nuevas condiciones.

.2- Fase de crecimiento logarítmico. Durante este periodo, la

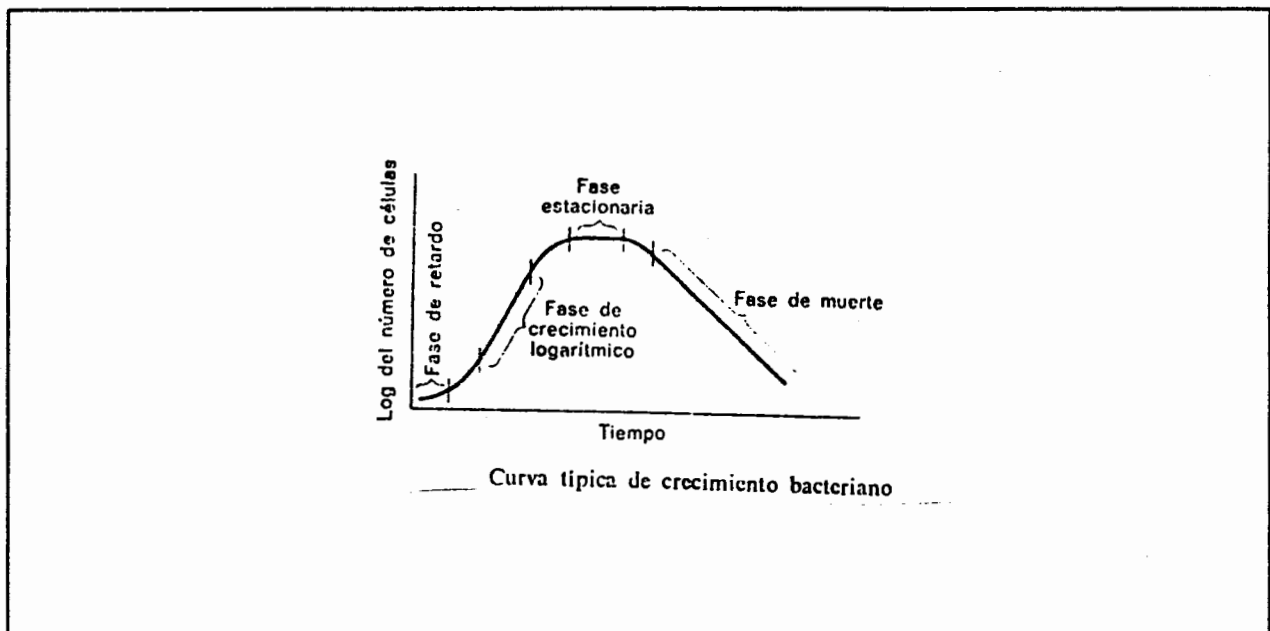
célula se divide a una velocidad determinada por su tiempo de generación y su capacidad de procesar alimento.

3.- Fase estacionaria. En este caso, la población permanece estacionaria. Las razones para este fenómeno son las siguientes:

- que la células han agotado el sustrato o nutrientes necesarios para el crecimiento.

- que el crecimiento de nuevas células se nivela con la muerte de células viejas.

4.- Fase de muerte logarítmica. Durante esta fase, la tasa de muerte de las bacterias excede la producción de células nuevas. La tasa de muerte generalmente es función de la población viable y de las características ambientales.



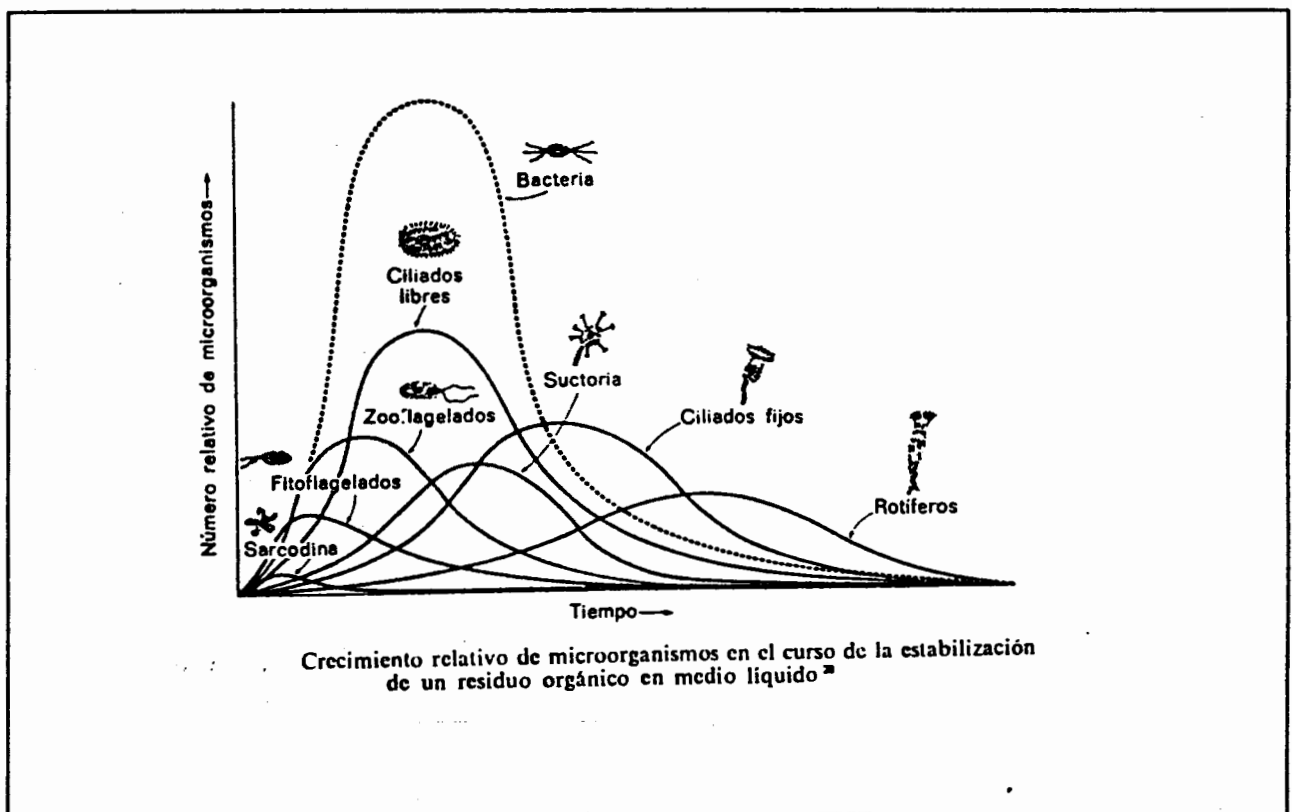
El modelo de crecimiento puede discutirse según sea la variación con el tiempo de la masa de los microorganismos. Este modelo de crecimiento se subdivide en tres fases:

1.- Fase de crecimiento logarítmico. Siempre hay una cantidad excesiva de alimento alrededor de los microorganismos, la tasa de metabolismo y crecimiento es solamente función de la capacidad de los microorganismos en procesar el sustrato.

2.- Fase de crecimiento decreciente. La tasa de crecimiento, y por lo tanto la masa de bacterias, disminuye por limitaciones en la disponibilidad del alimento.

3.- Fase endógena. Los microorganismos se ven forzados a metabolizar su propio protoplasma sin reposición del mismo, ya que la concentración de alimento disponible se halla al mínimo. Durante esta fase, puede presentarse el fenómeno llamado lisis, según el cual los nutrientes que quedan en las células muertas se difunden con objeto de proporcionar alimento a las células existentes.

Es importante mencionar que lo descrito aquí se refiere a una única población de microorganismos. En los sistemas de tratamiento biológico existen complejas poblaciones biológicas mezcladas e interrelacionadas, en las que cada microorganismos del sistema tiene su propia curva de crecimiento. La variación con el tiempo del predominio de los microorganismos en la estabilización aerobia de las aguas residuales se presenta en la figura 9. Si bien, las bacterias son de capital importancia, muchos otros microorganismos toman parte en la estabilización del residuo orgánico.



METABOLISMO CELULAR

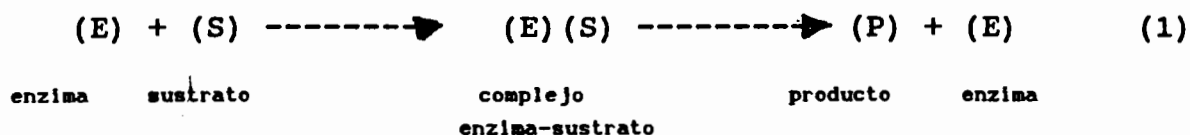
El proceso por el cual los microorganismos crecen y obtienen su energía es complejo y difícil, existen muchas vías y ciclos. Las enzimas, catalizadores orgánicos, producidos por la célula son vitales para las reacciones implicadas en dichas vías y ciclos.

Las enzimas son proteínas o proteínas combinadas con una molécula inorgánica o una molécula orgánica de bajo peso molecular. Como catalizadores, las enzimas pueden aumentar en gran medida la velocidad de las reacciones químicas sin alterarse.

Existen dos tipos generales de enzimas, extracelulares e intracelulares. Cuando el sustrato o nutriente requerido por la célula no es capaz de penetrar la pared de la célula, la enzima extracelular convierte al sustrato o nutriente en una forma tal que pueda penetrar a la célula. Las enzimas intracelulares contribuyen a la fotosíntesis y reacciones de obtención de energía dentro de la célula.

Las enzimas son conocidas por su alto poder catalítico para convertir el sustrato en productos finales. Una molécula de enzima puede cambiar muchas moléculas de sustrato por minuto en productos finales. También se conocen por su alto grado de especificidad respecto al sustrato, lo que indica que la célula tiene que producir una enzima diferente por cada sustrato que utiliza.

Una reacción enzimática puede representarse por la siguiente ecuación general:



Como se ha visto, la enzima funciona como un catalizador formando un complejo con el sustrato, el cual es transformado en un producto final con la liberación de la enzima original. En este punto el producto puede ser atacado por otra enzima. De hecho, puede formarse una secuencia de complejos y productos antes de que se produzca el producto final. En una célula, la transformación del sustrato original en el producto final se consigue por un sistema enzimático de este tipo.

La actividad de las enzimas se ve sustancialmente afectada por el pH y la temperatura así como por la concentración del sustrato. Cada enzima tiene una temperatura y pH óptimos. Junto con las enzimas, se requiere energía para que se lleven a cabo las reacciones bioquímicas de la célula. En la célula se libera energía mediante la oxidación de la materia orgánica o inorgánica o por reacción fotosintética. La energía liberada es capturada y almacenada en la células por ciertos compuestos orgánicos, siendo el compuesto de almacenamiento más frecuente el ATP o adenosín trifosfato. La energía capturada por este compuesto se utiliza para la síntesis, movilidad y mantenimiento de la

célula. Cuando la molécula de ATP ha consumido su energía en las reacciones de la síntesis y mantenimiento de la célula cambia a un estado descargado llamado ADP o adenosín difosfato. Esta molécula de ADP puede entonces capturar la energía liberada en la ruptura de la materia orgánica e inorgánica. Una vez conseguida, el compuesto adopta de nuevo un estado energético, constituyendo la molécula de ATP. El sistema de energía celular ADP- ATP se muestra esquemáticamente en la fig. 10

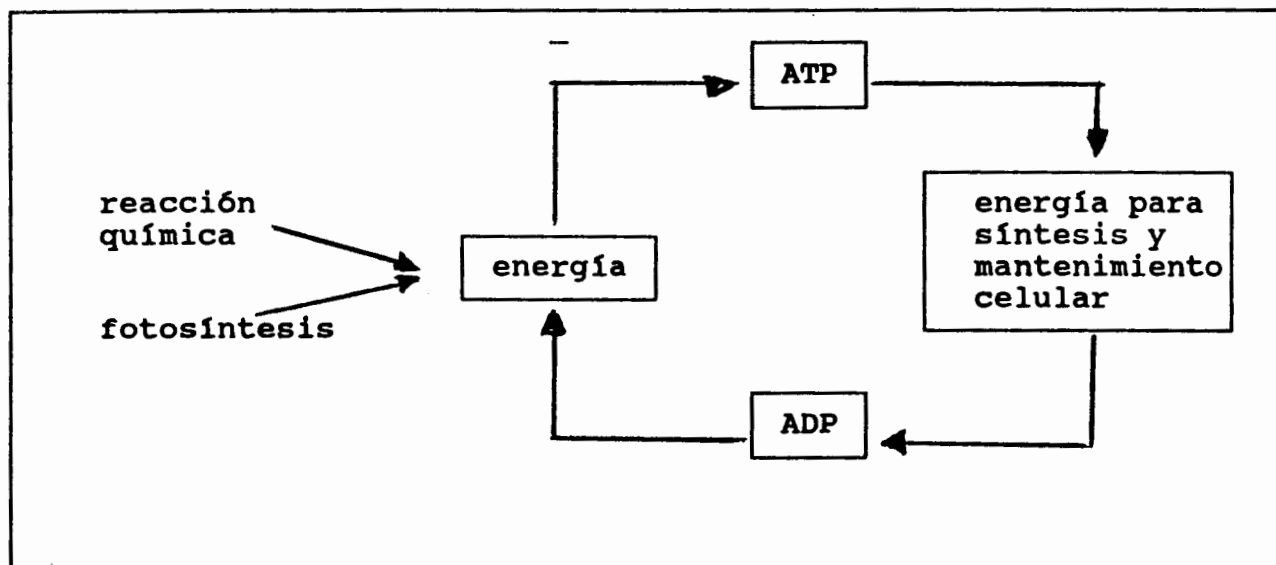


Fig. 10 Representación esquemática del Sistema ADP- ATP de transferencia de energía celular.

Las reacciones bioquímicas simplificadas que liberan energía para las bacterias autótrofas y heterótrofas son muy complejas, no obstante, puede decirse en breves palabras que el metabolismo total de las células bacterianas consiste en dos tipos de reacciones químicas: de energía y de síntesis (catabolismo y anabolismo). El catabolismo libera energía de modo que pueda proseguir el anabolismo para la síntesis celular. Ambos procesos son el resultado de numerosos sistemas dentro de la célula y cada proceso consiste en muchas reacciones catalizadas por enzimas. La energía liberada en el procesos catabólico es capturada por el sistema catalizado por enzimas y transferida a través del ATP a la reacción deficitaria de energía que es el proceso anabólico o de síntesis.

La fig. 11 es una representación esquemática del metabolismo de las bacterias heterótrofas.

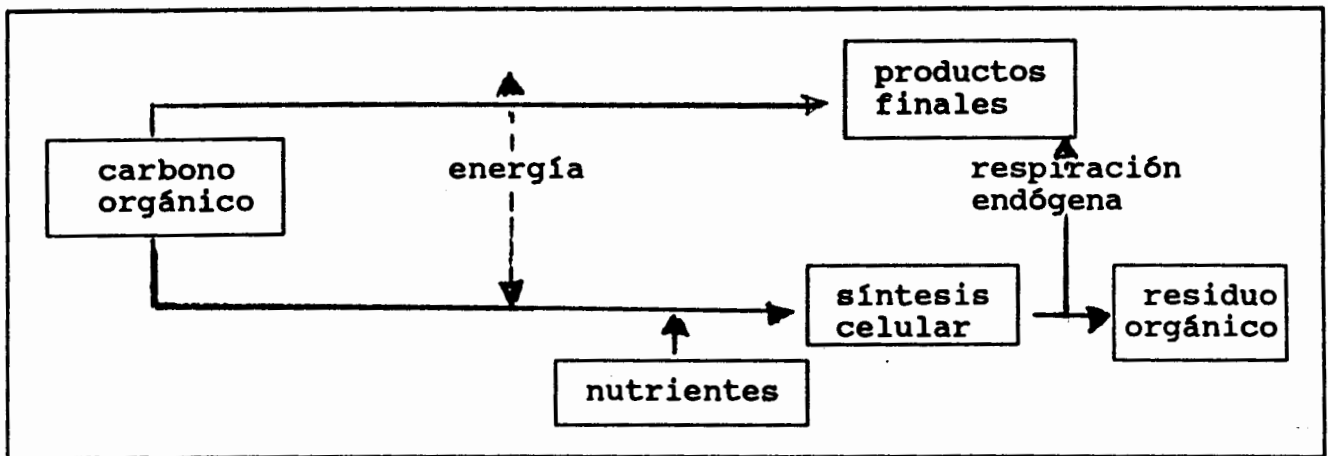


Fig.11 Representación esquemática del metabolismo de las bacterias heterótrofas

La fig. 12 es una representación esquemática del metabolismo de bacterias autótrofas quimiosintéticas.

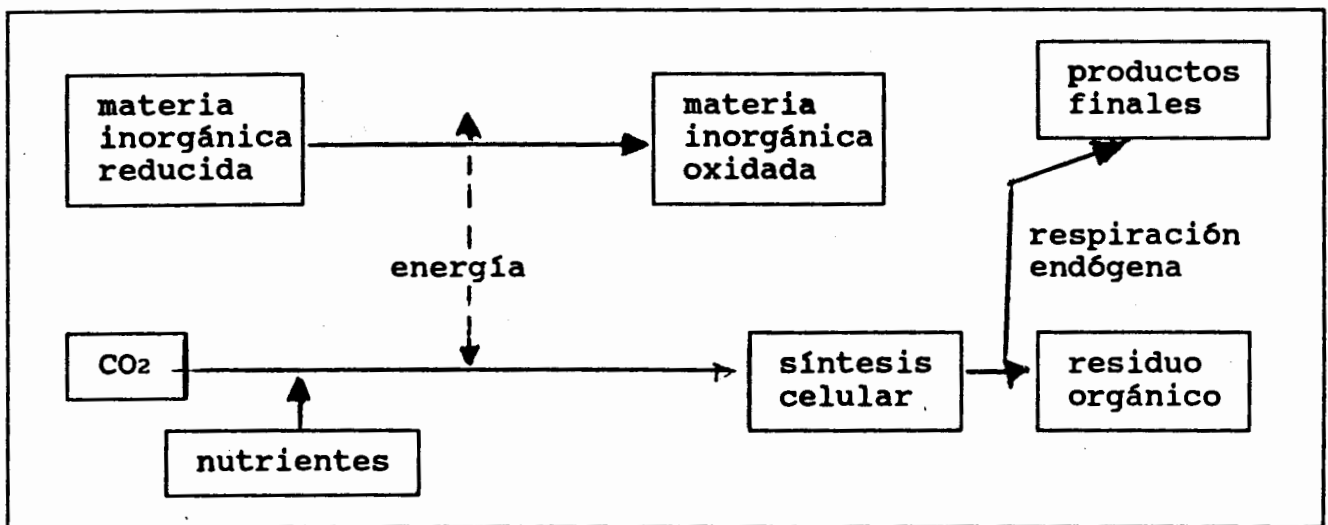


Fig.12 Representación esquemática del metabolismo de las bacterias autótrofas quimiosintéticas.

En la fig. 11 puede verse que, en el caso de las bacterias heterótrofas, sólo una parte del residuo orgánico es convertido en productos finales. La energía obtenida en esta reacción bioquímica se utiliza en la síntesis de la materia orgánica que queda en nuevas células. Ya que la materia orgánica del agua residual es limitada habrá una disminución en la masa celular debido a la utilización de material celular sin sustitución. Si esta situación continuase, todo lo que quedaría de la célula sería un residuo orgánico relativamente estable. Este proceso general e una disminución neta de la masa celular se denomina respiración endógena. Su papel en el flujo de energía y de carbono para los organismos autótrofos y heterótrofos se muestra en las figs. 11 y

12.

Cuando un organismo autótrofo sintetiza nuevo material celular, la fuente de carbono es el bióxido de carbono. La fuente de energía para la síntesis celular es la luz o bien la liberada por la reacción inorgánica.

Los nutrientes son a veces el factor limitante del crecimiento y síntesis celular en lugar del sustrato orgánico e inorgánico del agua residual.

Las bacterias como las algas requieren nutrientes para el crecimiento, principalmente nitrógeno y fósforo. Estos nutrientes no siempre están presentes en cantidades suficientes, como en el caso de las aguas residuales industriales de alto contenido en carbohidratos. La adición de nutrientes al agua residual puede ser necesaria para el crecimiento adecuado de las bacterias y la subsiguiente degradación de la materia residual. La posición de la adición del nutriente en el flujo de energía y de carbono de los organismos autótrofos y heterótrofos se muestra en las figs. 11 a 13.

La fig. 13 es una representación esquemática del metabolismo de las bacterias autótrofas fotosintéticas.

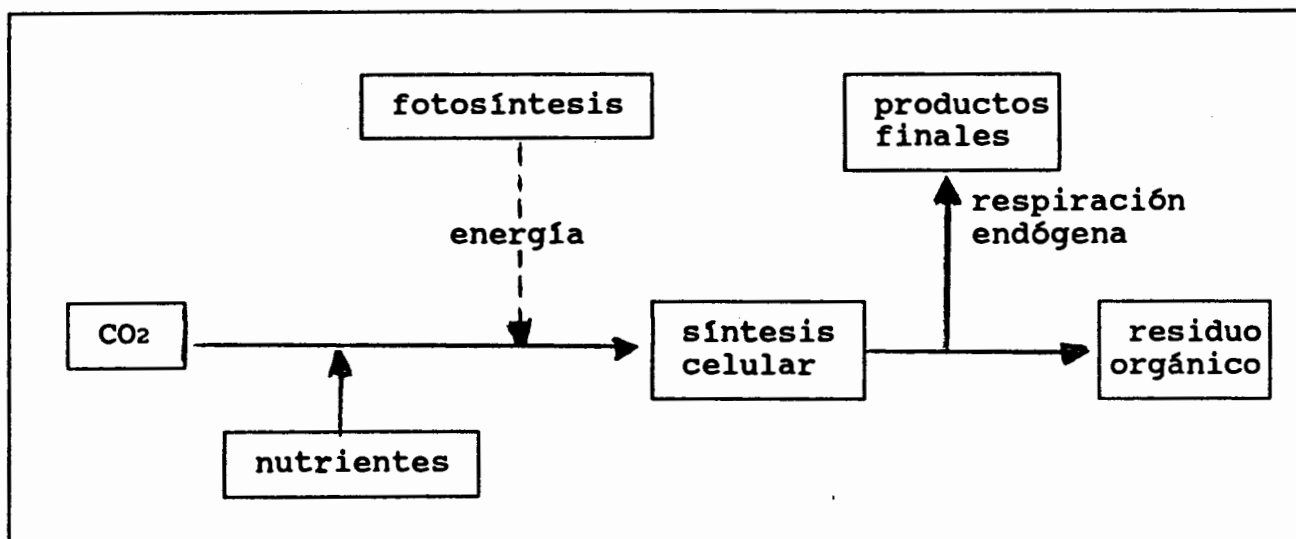


Fig.13 Representación esquemática del metabolismo de las bacterias autótrofas fotosintéticas.

CICLOS AEROBIO Y ANAEROBIO

Existen dos ciclos importantísimos de la naturaleza que suponen el crecimiento y descomposición de la materia orgánica, cuyo conocimiento no debe ignorar el ingeniero sanitario:

1. El ciclo aerobio, en el que el oxígeno se utiliza para la descomposición de la materia orgánica.

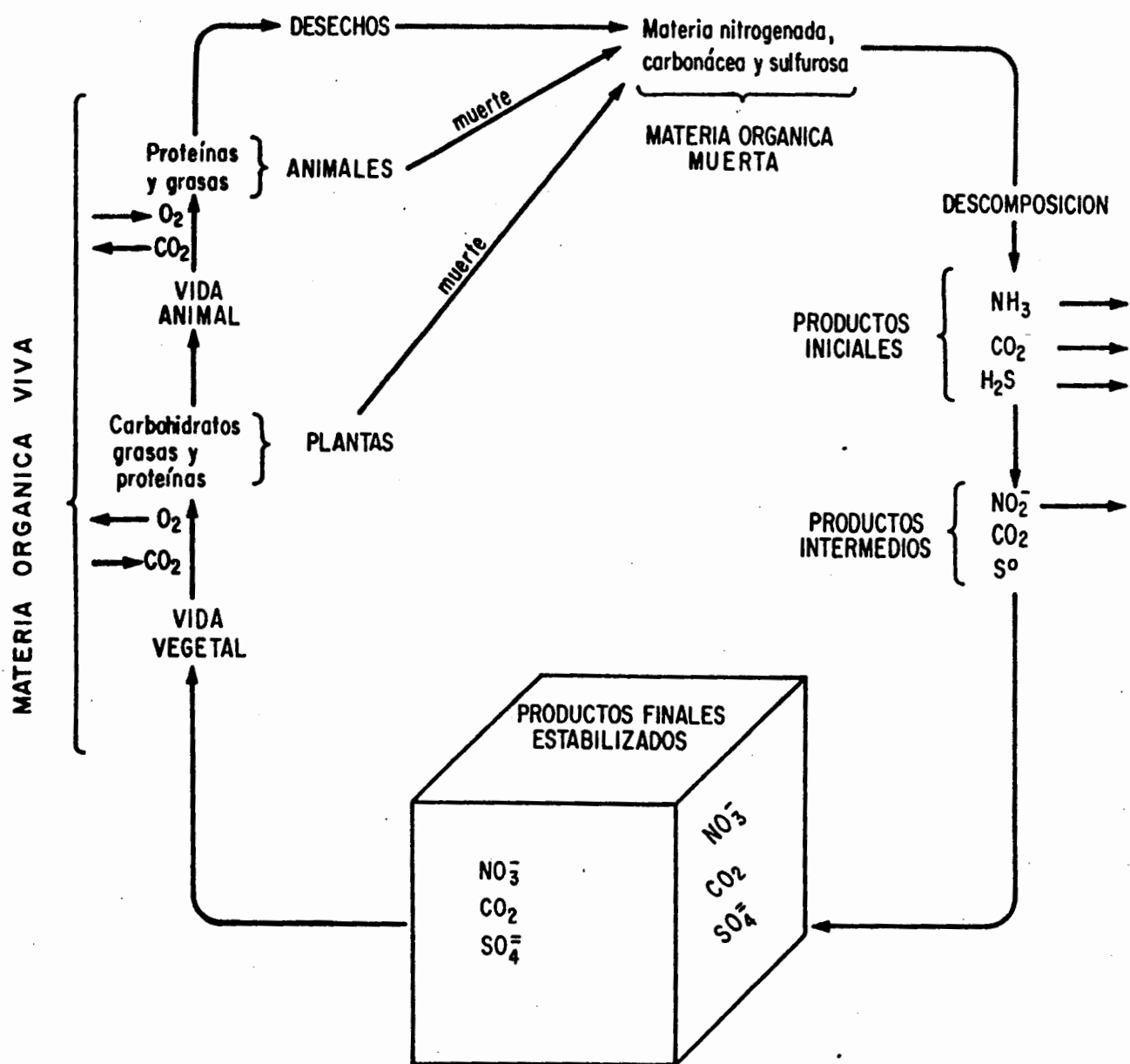
2. El ciclo anaerobio, en el que no se utiliza oxígeno para la descomposición de la materia orgánica.

Estos dos ciclos se muestran en las figuras 14 y 15. Los elementos del nitrógeno y azufre aparecen como partes integrantes en la síntesis y descomposición de la materia orgánica, no son los únicos, y se podrían indicar otros elementos y ciclos bioquímicos.

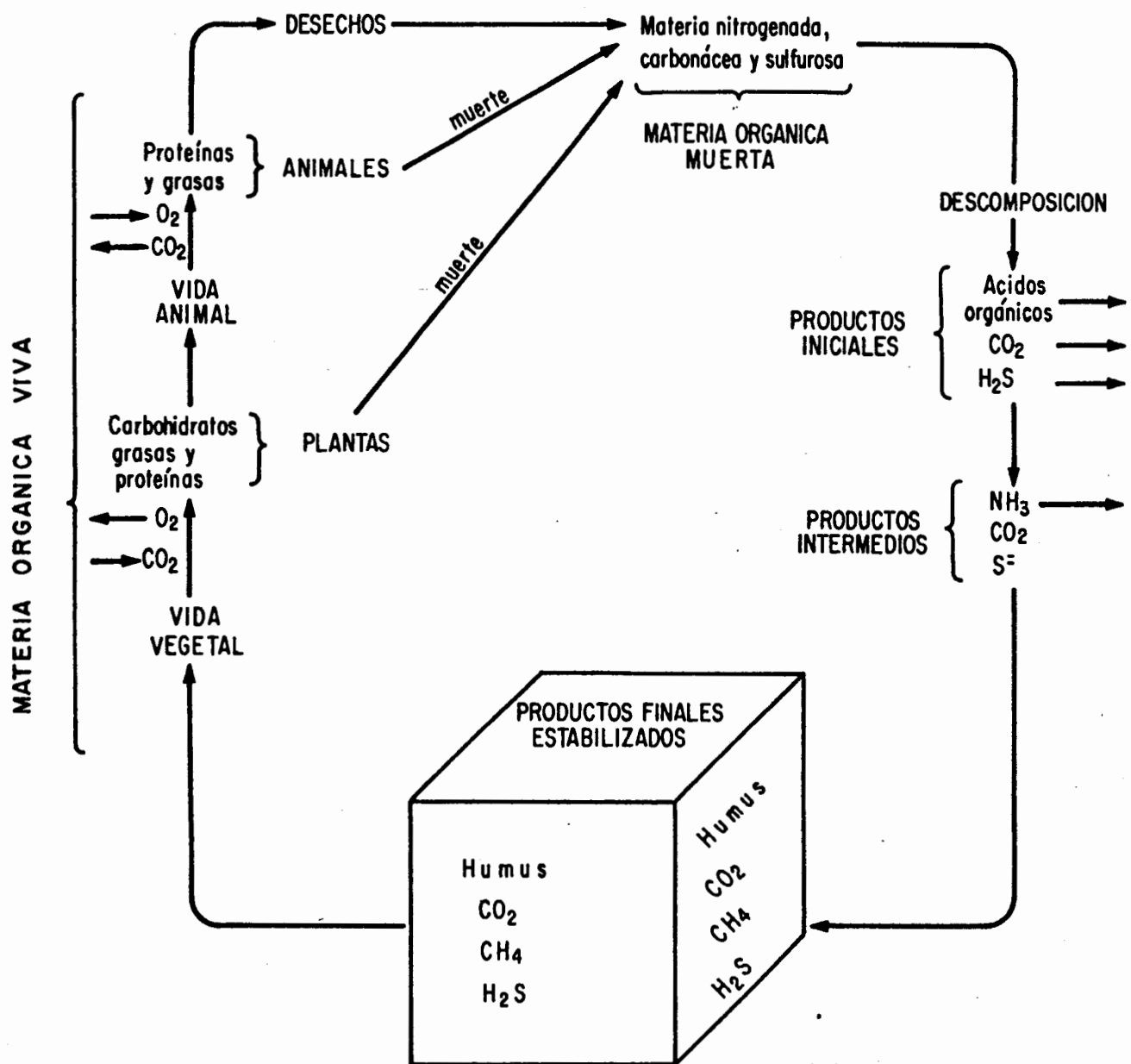
Debe hacerse notar que la denominación de aerobio y anaerobio se aplica solamente a la parte derecha de las figuras 14 y 15, o la parte de la descomposición de los ciclos. Es aquí donde la materia orgánica muerta se descompone por vez primera en productos iniciales e intermedios, antes de que se produzcan los productos estabilizados finales. Tanto las bacterias heterótrofas como las autótrofas se hallan presentes en los muchos procesos de biodegradación requeridos para obtener los productos finales estabilizados. En los sistemas aerobios, los productos finales de degradación se oxidan más y por lo tanto quedan a un nivel menor de energía que los productos finales del sistema de degradación anaerobia. Esto explica el hecho de que se libere mucha más energía en la degradación aerobia que en la anaerobia. Consecuencia de ello es que la degradación anaerobia es un proceso mucho más lento.

La parte izquierda del ciclo es igual para los sistemas aerobio y anaerobio. Esta parte comprende la formación o síntesis de la materia orgánica necesaria para la vida animal o vegetal. A veces, y debido a la muerte o residuos de vida animal, existe materia orgánica muerta disponible a los descomponedores bacterianos y el ciclo se repite de nuevo.

La porción del ciclo correspondiente a la descomposición que tiene lugar en la naturaleza es competencia del ingeniero sanitario. La descomposición de los residuos se acelera al controlar el medio ambiente de los microorganismos. Sin perjuicio del tipo de residuo de que se trate, el proceso de tratamiento biológico consiste en controlar el medio requerido para un crecimiento óptimo de los microorganismos.



CICLO AEROBIO DEL CARBONO, NITROGENO Y AZUFRE



CICLO ANAEROBIO DEL CARBONO, NITROGENO Y AZUFRE

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA
SECCION DE INGENIERIA AMBIENTAL**

**CURSO INTENSIVO
CRITERIOS PARA PROYECTO, CONSTRUCCION Y GESTION DE:
LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE AGUAS RESIDUALES**

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO

**PEDRO MARTINEZ PEREDA
DEPFI-UNAM**

Septiembre 7-12, 1992

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO

La demanda bioquímica de oxígeno (DBO) es el parámetro de uso más generalizado para definir la concentración o potencial contaminante de una agua residual de origen municipal o de un efluente líquido industrial de naturaleza orgánica. Su aplicación más generalizada es para medir las cargas de desechos que se envían a las plantas de tratamiento y para evaluar la eficiencia de estos sistemas de tratamiento. También se utiliza para determinar los requerimientos relativos de oxígeno de efluentes tratados y de aguas contaminadas. Sin embargo esta prueba tiene muchas limitaciones si se desea aplicar para evaluar la demanda de oxígeno de aguas superficiales ya que el ambiente en el que se desarrolla la prueba en el laboratorio no puede reproducir las condiciones físicas, químicas y biológicas de la corriente.

Volúmenes medidos del agua residual problema, diluidos en agua especialmente preparada (agua de dilución), se colocan en botellas especiales para DBO de 300 ml de capacidad, Fig. . El agua de dilución a la que se le han agregado: solución amortiguadora de fosfato (pH 7.2), sulfato de magnesio, cloruro de calcio, y cloruro férrico se satura de oxígeno disuelto. Si el agua a tratar no contiene suficiente número de microorganismos o carece de ellos, para oxidar la materia orgánica en el desecho, es necesario agregarlos; esta operación se conoce como "organismos siembra" (seed organisms). La reacción biológica de tipo general que se resume ocurre en la botella puede escribirse:



El agua de desecho suministra la materia orgánica (alimento biológico) y el agua de dilución proporciona el oxígeno disuelto. La primera parte de la reacción representa el metabolismo de la materia orgánica y el consumo de oxígeno disuelto por las bacterias, resultando en la producción de dióxido de carbono y un aumento considerable en la población bacteriana. La segunda parte de la reacción es el resultado del consumo de oxígeno por los protozoarios que utilizan a las bacterias como sustrato alimentario, una reacción de tipo predator-presa.

La disminución del oxígeno disuelto en la botella está directamente relacionada con las cantidades de materia orgánica degradada. La DBO de un agua residual que tiene microorganismos, y que por tanto no requiere siembra se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{\text{mg}}{\text{l}} \text{ DBO} = \frac{\text{mg/l de OD inicial} - \text{mg/l OD final}}{\frac{\text{ml de agua de desecho}}{\text{volumen de la botella de DBO, ml}}}$$

La DBO es por definición es una estimación de la cantidad de oxígeno que utiliza una población microbial heterogénea principalmente bacterias para la oxidación aerobia de la materia orgánica en una muestra de agua residual a una temperatura de 20°C.

Este análisis indica la habilidad de microorganismos en el agua de dilución de utilizar la porción biodegradable del desecho. Los resultados observados dependen del tiempo y de la temperatura.

Si bien, la DBO no es un parámetro ideal que indique la fortaleza de un desecho, se utiliza extensamente para caracterizar aguas residuales.

BASE MATEMATICA

En teoría, el tiempo necesario para la bioxidación completa de la materia orgánica en el agua residual es infinitamente largo. Por consiguiente, el tiempo de cambio en la concentración de la materia orgánica (caso o velocidad), es función de la cantidad de materia orgánica remanente en un tiempo en particular. Esta relación se representa generalmente por medio de la siguiente ecuación monomolecular.

$$\frac{dL}{dt} = -KL$$

$$dL = -KLdt$$

Después de integrar, la expresión será

$$\log_e \frac{L_t}{L} = -Kt$$

o, en términos de logaritmos en base 10

$$\log_{10} \frac{L_t}{L} = - Kt$$

y:

$$\frac{L_t}{L} = 10^{-kt}$$

La fracción que queda por oxidar es $\frac{L_t}{L}$, y la fracción oxidada es:

$$1 - \frac{L_t}{L} = 1 - 10^{-kt}$$

Multiplicando ambos lados de la ecuación anterior por L resulta:

$$L - L_t = L (1 - 10^{-kt})$$

En esta expresión $(L - L_t)$ es la cantidad de materia orgánica degradable oxidada en el tiempo "t". La forma usual de la ecuación de la DBO es:

$$Y = L (1 - 10^{-kt})$$

en la cual:

y= la demanda bioquímica de oxígeno al tiempo "t" medida en el laboratorio

L= Demanda última en oxidación completa

t= cualquier intervalo de tiempo a partir del comienzo de la prueba

K_1 = constante o tasa de la reacción.

Nota: Para evitar confundirse con otros valores de K, esta constante se designa usualmente como K_1 cuando se utilizan logaritmos de base 10; y, K_e cuando se utilizan logaritmos en base "e" para los calculos.

Como la DBO en la realidad es el resultado de dos tasas

Diferentes (síntesis y respiración endógena), la ecuación monomoléculas es solo una aproximación.

En vista de que tanto k como L son desconocidos, su determinación se puede hacer a través de cálculos indirectos. Los métodos mas usuales son:

(1) Método de Momentos (Moore y colaboradores)

De una curva con los datos de laboratorio dibujada continua, se tabulan los datos de t , Y , y ty , para una secuencia de días (por ejemplo, 1, 2, 3 días). De gráficas previamente preparadas, se determina, K , a partir de la relación $\Sigma y / \Sigma ty$, y Lo , de la relación $\Sigma y / Lo$. Para que el error sea mínimo, se deben graficar los datos, trazar una curva suave continua por los puntos y determinar los valores de K y Lo de la Figura

(2) Método de la diferencia de logaritmos.

A partir de los valores corregidos de y , se calculan y tabulan las diferencias. Las diferencias se grafican en papel semilogarítmicos us. tiempo. De la gráfica se calculan K y L . Este método puede tomar en cuenta la conformación a la cinética de primer orden.

(3) Método Gráfico (Thomas)

Se grafica (t/y) como ordenada contra el tiempo, t , como abscisa. De las siguientes ecuaciones se calculan K y L

$$K = \frac{6b}{2.3a} \quad \text{y} \quad Lo = \frac{1}{Ka^3}$$

Donde, b , es la pendiente de la curva y , a , la intersección con el eje de las ordenadas.

La tasa de reacción, k_1 , y la DBO última, Lo , deben determinarse para cada desecho específico. Estos parámetros son afectados por muchas variables y algunos de ellos los discutiremos a continuación.

Algunos valores de la constante de reacción, K , para distintas aguas, tomadas de Ref. 1 son:

K (base 10)

Aguas residuales domésticas para
efluente de tratamiento de
alta tasa

0.15 - 0.25

Efluente con alto grado de
biotratamiento

0.04 - 0.07

Filtro rociador de alta tasa
y contacto anaerobio

0.15 - 0.25

Ríos con baja contaminación

0.04 - 0.06

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS Y BIOLÓGICAS DEL AGUA.

1. Introducción

En general las mediciones de la calidad del agua se agrupan en: FÍSICAS, QUÍMICAS Y BIOLÓGICAS. Estas son medidas gruesas, pues no se hace distinción entre las especies individuales; por ejemplo: SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN, OLOR, ALCALINIDAD, DUREZA, DEMANDA BIQUÍMICA DE OXÍGENO, etc. Estos parámetros gruesos son los de más fácil medición e interpretación y, por tanto, los de uso más común para describir la calidad del agua. Cuando una característica individual es de interés, por ejemplo un determinado compuesto tóxico o un ion metálico pesado, se utilizan medidas específicas.

2. El ciclo hidrológico y las características del agua

En la Fig. 1 se representa esquemáticamente el flujo del agua a través del ambiente físico. La escala del tiempo es importante porque tanto el almacenamiento del agua superficial y del agua subterránea imponen retrasos importantes en el ciclo. También la calidad del agua en cualquier punto del ciclo es una variable dinámica.

El agua solo es "pura" en estado de vapor y empieza a acumular impurezas tan pronto como ocurre la condensación. En las gotas que forman las nubes se disuelven gases: oxígeno (O_2), dióxido de carbono (CO_2), dióxido de

azufre (SO_2) y dióxido de nitrógeno (NO_x). Cuando estos gases se disuelven en el agua se producen ácidos minerales dando lugar a la lluvia ácida.

Impurezas en el agua natural.

Al llegar a la superficie el agua se percola dentro del suelo, convirtiéndose en agua subterránea, o bien, escurre por la superficie en forma de arroyos, corrientes y ríos. Los minerales se disuelven, tanto en el agua superficial como en la subterránea. Esta tiene una mayor concentración de sales disueltas ya que tiene un mayor contacto con el suelo.

Las impurezas químicas más comunes que se detectan en el agua en cantidades importantes son: CALCIO, MAGNESIO, SODIO, POTASIO, BICARBONATO, CLORURO, SULFATO, NITRATO Y SILICATOS. También se encuentran rastros de otros iones como: ARSENICO, PLOMO, COBRE, HIERRO, MANGANESO y una amplia gama de compuestos orgánicos. Estos últimos se originan de cuatro fuentes principales:

- a) descomposición de plantas y materia animal
- b) escurrimiento de campos agrícolas
- c) aguas residuales
- d) gestión inadecuada de descargas de residuos peligrosos.

Estos compuestos incluyen materiales húmicos, detergentes sintéticos, pesticidas, plaguicidas, herbicidas y solventes.

MÉTODOS DE ANÁLISIS

Los métodos de análisis que se utilizan para definir las características físicas, químicas y microbiológicas del agua y de las aguas residuales, son generalmente las señaladas en la siguiente publicación, de uso prácticamente universal:

STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION
OF WATER AND WASTEWATER. EDICION 17, 1989

Preparada y publicada conjuntamente por:

American Public Health Association

American Water Works Association

Water Pollution Control Federation

Oficina de publicación

American Public Health Association
1015 Eighteenth Street NW
Washington, D.C. 20036

Unidades de expresión

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

a) Unidades de concentración

1. Molaridad (m)

$$m, \text{ moles/kg} = \frac{\text{moles de soluto, mol}}{1.0 \text{ kg de solvente}}$$

una mol de un compuesto es igual al peso molecular expresado en gramos.

2. Molaridad (M):

$$M, \frac{\text{mol}}{\text{l}} = \frac{\text{moles de soluto}}{1.0 \text{ l. de solución}}$$

3. Concentración de masa (concn.):

$$\text{concn.}, \text{g/m}^3 = \frac{\text{masa del soluto, g}}{1.0 \text{ m}^3 \text{ de solución}}$$

$$1 \text{ g/m}^3 = 1 \text{ mg/l}$$

4. Normalidad (N):

$$N, \text{eq/l (meq/l)} = \frac{\text{equivalentes de soluto, eq (meq)}}{1.0 \text{ l. de solución}}$$

$$\text{masa equivalente, g/eq (mg/meq)} = \frac{\text{masa molecular, g (mg)}}{z \text{ eq (meq)}}$$

para la mayoría de los compuestos z es igual al número de átomos de hidrógeno reemplazables o su equivalente.

$$1 \frac{\text{eq}}{\text{m}^3} = 1 \text{ meq/l}$$

5. Partes por millón (ppm):

$$\text{ppm} = \frac{\text{masa de soluto, g}}{10^6 \text{ g de solución}}$$

$$\text{ppm} = \frac{\text{concn. g/m}^3}{\text{peso específico del líquido}}$$

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL AGUA

La mayor parte de nuestras impresiones sobre la calidad del agua se basan en sus características físicas.

Esperamos que el agua sea clara, incolora e inodora. En la Tabla 1, se indican los análisis de uso común para determinar las impurezas físicas en el agua y en las aguas residuales.

Sólidos

Aparte de los gases disueltos, todos los contaminantes en el agua contribuyen a la carga de sólidos.

Los sólidos pueden clasificarse:

- 1) - de acuerdo a su tamaño y estado
- 2) - por sus características químicas
- 3) - de acuerdo a la distribución de su tamaño

Tamaño de los sólidos

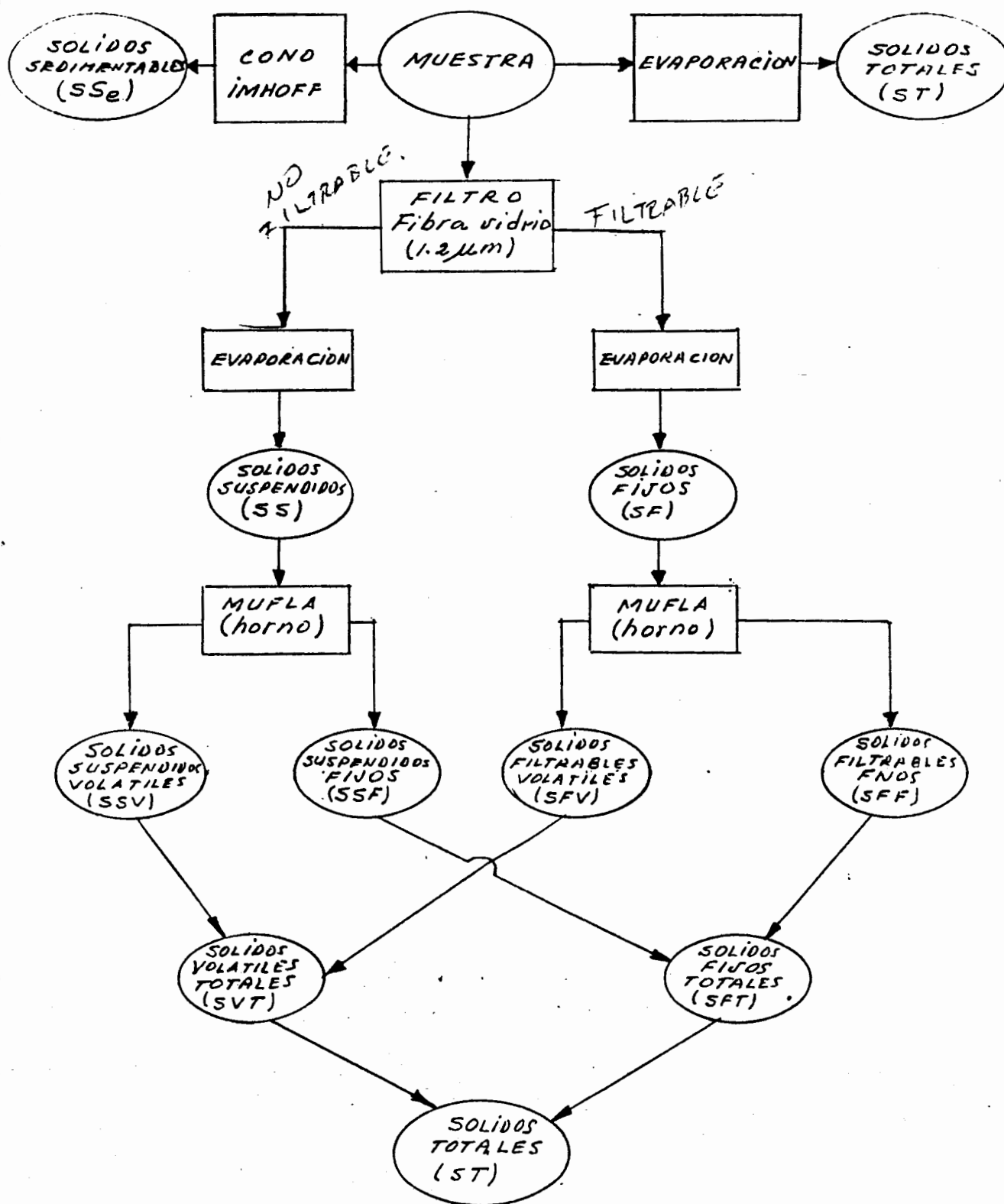
En la práctica se dividen en dos grupos:

Disueltos (incluyen coloidales y partículas pequeñas en suspensión)

Suspendidos (incluye a los sedimentables)

La distinción se marca utilizando un filtro-membrana con tamaño de poro de aproximadamente $1.2 \mu\text{m}$. Cualquier partícula que pasa por el filtro se considera disuelta y cualquier partícula retenida se considera suspendida.

La suma de los sólidos disueltos y suspendidos es el contenido total de sólidos.



Características químicas de los sólidos

No volátiles o fijos

Volátiles. Por definición aquellos que se volatilizan a 550°C . En muchos casos se considera que son de naturaleza orgánica

Determinación de sólidos en suspensión.

Los sólidos suspendidos de una muestra de agua de río se determina por métodos gravimétricos utilizando un filtro de fibra de vidrio. Calcular los sólidos suspendidos en base a los siguientes datos de laboratorio

$$\text{Muestra} = 200 \text{ ml}$$

$$\text{Tara filtro} = 1.3255 \text{ g}$$

$$\text{Masa filtro + sólidos} = 1.3286 \text{ g}$$

Solución:

1. Masa de sólidos retenida sobre el filtro

$$\text{Masa de filtro + sólidos} = 1.3286 \text{ g}$$

$$- \text{Masa del filtro} = 1.3255 \text{ g}$$

$$\text{Diferencia} = 0.0031 \text{ g}$$

2. Calcular los sólidos suspendidos en mg/l

$$0.0031 \text{ g} = 3.1 \text{ mg}$$

$$\therefore \text{Sólidos suspendidos SS} = \frac{3.1 \text{ mg} \times 1000 \text{ ml/l}}{200 \text{ ml de muestra}}$$

$$\text{SS} = 15.5 \text{ mg/l}$$

Nutrientes aportados por actividades humanas.

El NITRÓGENO y el FOSFORO son esenciales para el crecimiento de plantas y animales. Por esta razón a estos elementos se les conoce como NUTRIENTES o bioestimulantes cuando se descargan con las aguas residuales.

NITRÓGENO

Elemento complejo que puede existir en siete estados de oxidación. Desde el punto de vista de calidad del agua son de interés:

Nitrógeno orgánico

Amoníaco $\rightarrow \text{NH}_3$

Nitritos $\rightarrow \text{NO}_2^-$

Nitrato $\rightarrow \text{NO}_3^-$

Urea $\rightarrow [\text{CO}(\text{NH}_2)_2]$

Nitrogeno (gas) $\rightarrow \text{N}_2$

En la naturaleza el nitrógeno se cicla entre sus formas orgánica e inorgánica, como se ilustra en la Fig. , en lo que se conoce como el ciclo del NITRÓGENO.

FOSFORO

Al igual que el nitrógeno es de gran importancia en el ambiente acuático. Los compuestos del fósforo se utilizan para combatir la corrosión en sistemas de abastecimiento y de enfriamiento de agua y en la producción de detergentes sintéticos.

El fósforo es un elemento esencial para el crecimiento de algas y otros organismos acuáticos. Los compuestos de interés con relación a la calidad del agua son:

ORTOFOSFATOS

Fosfato trisódico (Na_3PO_4)

Fosfato disódico $(\text{Na}_2\text{HPO}_4)$

Fosfato monosódico $(\text{NaH}_2\text{PO}_4)$

Fosfato diamónico $[(\text{NH}_4)_2\text{HPO}_4]$

POLIFOSFATOS

Hexametáfosfato de sodio $[\text{Na}_3(\text{P}_3\text{O}_{10})_6]$

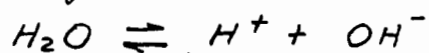
Tripolifosfato de sodio $\text{Na}_5\text{P}_3\text{O}_{10}$

Pirofosfato tetrasódico $\text{Na}_4\text{P}_2\text{O}_7$

Fósforo orgánico

pH (CONCENTRACION DE IONES HIDROGENO)

Cuando el agua se ioniza, ocurre la siguiente relación



La expresión de equilibrio para esta reacción es:

$$\frac{[H^+][OH^-]}{[H_2O]} = K \text{ (constante de equilibrio)}$$

Como la concn. molar del agua es esencialmente constante se puede incorporar a la constante de equilibrio

$$[H^+][OH^-] = K_w \text{ (constante de equilibrio para el agua)}$$

Para satisfacer el principio de electroneutralidad: $\Sigma \text{CATIONES} = \Sigma \text{ANIONES}$

$$[H^+] = [OH^-]$$

$$\text{Por tanto } [H^+]^2 = K_w$$

Tomando el negativo de el logaritmo

$$-\log. [H^+] = -\frac{1}{2} \log. K_w$$

Utilizando la notación que se aplica en la química, donde

$$pK = \log. K$$

El pH del agua se define como:

$$pH = -\log. [H^+] = \log. \frac{1}{[H^+]} = \frac{1}{2} pK_w$$

En soluciones acuosas el valor de K_w a 25°C es igual a 10^{-14}

Por tanto, sustituyendo este valor en la ecuación para el pH

$$pH = -\log [H^+] = \frac{1}{2} pK_w = \frac{1}{2} \log. 10^{-14} = 7.0$$

Cuando se disuelven en el agua contaminantes que tienen grupos H^+ ó OH^- ionizables, el equilibrio entre H_2O , H^+ y OH^- cambia y el valor del pH aumenta (se torna más básico) o, disminuye (se torna más ácido)

El pH afecta a las reacciones químicas y a los sistemas biológicos

CARACTERISTICAS QUIMICAS DEL AGUA. MATERIA ORGANICA

En general la categoría de "materia orgánica" incluye la materia orgánica cuyos orígenes pueden ser de fuentes naturales (descomposición de plantas, hojas y árboles) y de actividades humanas.

La presencia de materia orgánica en el agua es objetable por:

1. Puede producir olores.
2. Puede impartir olores y sabores al agua.
3. Causa disminución del oxígeno disuelto en ríos y lagos.
4. Interfiere con los procesos de tratamiento del agua.
5. Forma compuestos halogenados cuando se agrega cloro al agua con fines de desinfección.

Naturaleza de los compuestos orgánicos

La mayoría de los compuestos orgánicos se forman por combinaciones de CARBONO, HIDROGENO, OXIGENO, NITROGENO, FOSFORO Y AZUFRE.

Los principales compuestos orgánicos que se encuentran en las aguas residuales, y en menor grado en las aguas naturales incluyen PROTEINAS (40-60%), CARBOHIDRATOS (25-50%) y LIPIDOS (15%).

CARBOHIDRATOS

Contienen carbono, hidrógeno y oxígeno. Incluyen azúcares, almidones, celulosa y fibra de madera.

Son los componentes principales de los tejidos vegetales y de algunos tejidos animales.

La mayoría de los carbohidratos son fácilmente biodegradables (excepción: celulosa y fibra de madera). Por tanto, si se vierten en aguas naturales causarían la disminución de oxígeno en las aguas.

PROTEÍNAS

Son el constituyente principal del tejido animal. Contienen C-H-O-N-S. El contenido de nitrógeno es del orden del 15% en masa. Generalmente son el resultado de combinaciones de 26 aminoácidos que comparten una estructura común. Por ejemplo, la fórmula del aminoácido más común, la GLICINA, es $C_2H_5NO_2$.

LÍPIDOS

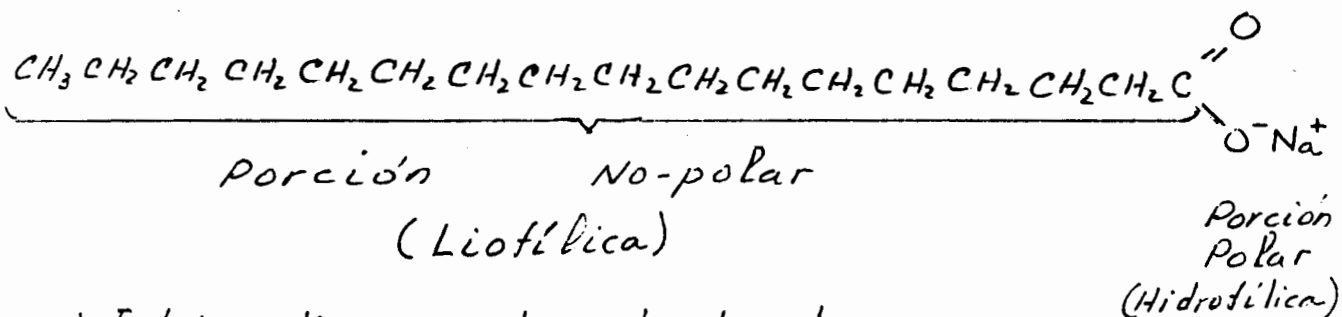
Son componentes de tejidos vegetales y animales, que son insolubles en el agua, pero que son solubles en éter o en otros solventes orgánicos. En aguas residuales corresponden a esta clasificación: sebos, grasas, aceites y ceras. No son fácilmente biodegradables.

COMPUESTOS ORGÁNICOS SINTÉTICOS

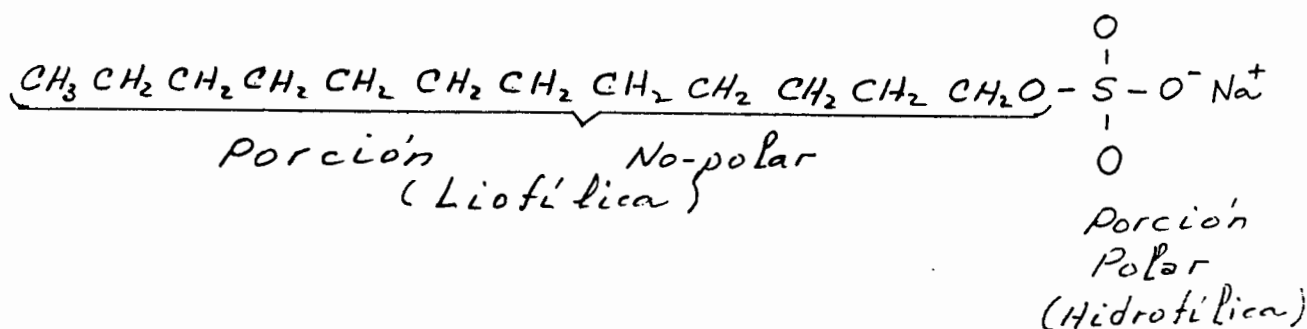
Se estima que desde 1940 se han sintetizado más de 100,000 compuestos orgánicos.

Agentes tensoactivos.-

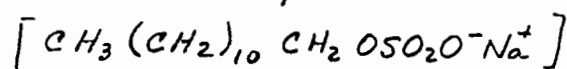
Los glicéridos y otras grasas son algunos de los agentes



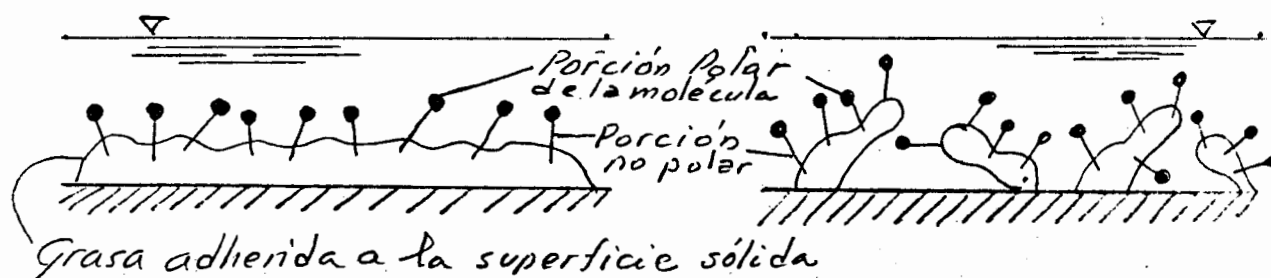
a) Jabón ordinario. Estearato de sodio $\text{C}_{17}\text{H}_{35}\text{COO}^-\text{Na}^+$
 ABS



b) Detergente sintético típico. Sodium lauryl sulfato
 LAS

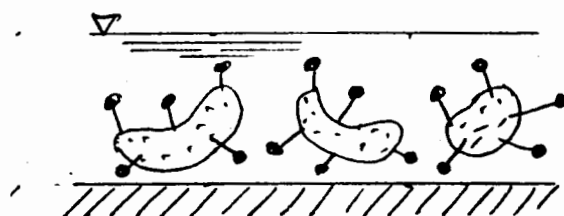


REPRESENTACION ESQUEMATICA DE MOLECULAS DE: a) JABON y b) DETERGENTE.



a) Unión de la porción no-polar de la molécula en la grasa

b) Desprendimiento por calor y acción mecánica



c) Suspensión en agua de lavado

REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA ACCION DE MOLECULAS DE JABON Y DETERGENTE EN EL PROCESO DE LIMPIADO.

comunes que ocasionan la adherencia de suciedad a las superficies. La limpieza implica encontrar un agente que pueda utilizarse para liberar este material de las superficies a las que está adherido. Cuando se agrega jabón o algún detergente sintético al agua, los extremos no polares de la molécula del jabón o del detergente tienden a introducirse (disolverse) en el material grasoso. El extremo polar resiste esta acción, y mediante el auxilio de agitación mecánica o calor, la película adherida se disgrega en partículas pequeñas que pueden removerse fácilmente lavando.

Antes de 1965, en EUA, el agente tensoactivo en los detergentes sintéticos era del tipo SULFONATO DE ALQUILOBENCENO (ABS). Estos detergentes eran de difícil tratamiento por medios biológicos.

A partir de 1965 los detergentes tipo ABS fueron reemplazados por sulfonatos lineales de alquilo-benceno (LAS), que son biodegradables. En México todavía se utilizan detergentes del tipo ABS.

La presencia o ausencia de detergentes en el agua, generalmente se registra en términos del cambio de color de una solución estándar de colorante, de azul de metileno MBAS (methylene-blue active substance). El procedimiento se indica con detalle en "Métodos Estándar para el Análisis de Aguas y Aguas Residuales."

PESTICIDAS Y AGROQUÍMICOS

Los químicos que se utilizan en la agricultura para combatir enfermedades y plagas son de origen antropogénico. La presencia de estas sustancias en el agua es objetable porque son tóxicas a la mayoría de los organismos acuáticos; además, muchos son considerados carcinógenos.

En general los agroquímicos se agrupan en cuatro categorías principales en base a su estructura molecular

1. HIDROCARBUROS CLORADOS.- Aldrin ($C_{12}H_8Cl_6$)
2. ORGANOFOSFATOS.- Malatión ($C_{10}H_{19}O_6PS_2$)
3. CARBAMATOS.- Carbil ($C_{12}H_{11}NO_2$)
4. DERIVADOS DE UREA.- Fenuron ($C_9H_{12}N_2O$)

SOLVENTES PARA LIMPIEZA

Algunos de los compuestos orgánicos de esta categoría se sabe o se sospecha que son carcinógenos. Recientemente se han detectado en las aguas subterráneas en las proximidades de instalaciones industriales.

Algunos de los solventes más comunes son: ACETONA, BENCENO,

TETRACLORURO DE CARBONO, ALCOHOL ETÍLICO, HEPTANO, ALCOHOL METÍLICO, ACEITE DE PINO, TRICLOROETANO

TRIHALOMETANOS (THM)

Se ha descubierto que el cloro que se utiliza para la desinfección del agua y de las aguas residuales, pueden reaccionar con algunas de las sustancias orgánicas presentes

en estas aguas para formar CLOROFORMO (un trihalometano) y otros hidrocarburos clorados.

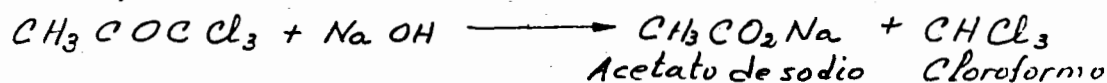
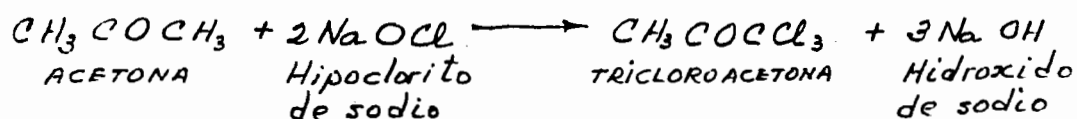
Las sustancias orgánicas involucradas en la reacción con cloro se conocen como precursores. Se sospecha que estos compuestos son carcinógenos.

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

Los principales THM de interés en agua y en aguas residuales son:

- 1- CHCl_3 Cloroformo
- 2- CHCl_2Br Bromodiclorometano
- 3- CHClBr_2 Clorodibromometano
- 4- CHBr_3 Bromoformo

Ej. Formación de cloroformo por adición de cloro



El ácido húmico es un precursor natural

Los THM se determinan mediante la extracción de una muestra con un solvente apropiado (pentano ó isoctano) y aplicando cromatografía de gas al extracto.

MEDICION DE MATERIA ORGANICA

Las pruebas de laboratorio que se utilizan generalmente para medir el contenido de materia orgánica en muestras de agua son:

1. Demanda Química de Oxígeno, DQO
2. Carbon Orgánico Total, COT
3. Demanda Total de Oxígeno, DTO
4. Demanda Bioquímica de Oxígeno, DBO
5. Demanda Teórica de Oxígeno, DTeO

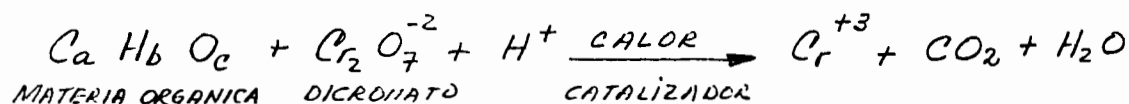
La prueba de DQO es una prueba química. Las determinaciones de COT y DTO son determinaciones instrumentales.

La prueba de DBO involucra la utilización de microorganismos. Si se conocen las formulas de los compuestos individuales es posible calcular la DTeO a partir de consideraciones estequiométricas.

DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO. (DQO)

La prueba de DQO se utiliza para medir el contenido de materia orgánica en aguas naturales, en aguas residuales municipales y en desechos industriales. El equivalente de oxígeno de la materia orgánica se determina utilizando un agente oxidante fuerte (DICROMATO DE POTASIO) en medio ácido. La prueba se efectúa a temperatura elevada utilizando un catalizador (SULFATO DE PLATA) para auxiliar en la oxidación de ciertos grupos de compuestos orgánicos resistentes.

Utilizando un exceso de dicromato como agente oxidante, la reacción para determinar la materia orgánica puede representarse como sigue:



Para determinar la cantidad de materia orgánica, se mide la cantidad de dicromato remanente al final de la prueba. La diferencia entre la cantidad presente al principio y la cantidad remanente, es, después de las conversiones apropiadas el equivalente de oxígeno que se requiere para oxidar la materia orgánica a CO_2 , H_2O , NH_4^+ , PO_4^{-3} , SO_4^{-2} , etc.

CARBON ORGANICO TOTAL. (COT)

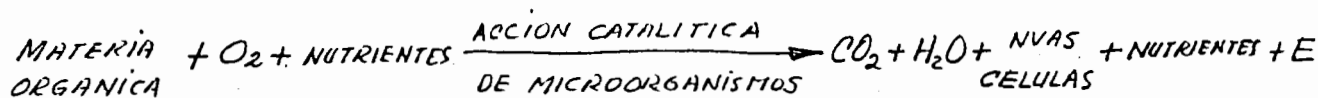
Para cantidades pequeñas de materia orgánica la determinación instrumental es satisfactoria. La muestra se evapora y oxida catalíticamente a CO_2 . La cantidad de CO_2 liberada se mide con un analizador infrarojo. Las muestras a ser analizadas se acidifican y aerean previamente para extraer las formas de carbono inorgánico que pudieran estar presentes.

OXIGENO DISUELTO Y DEMANDA DE OXIGENO

El oxígeno es el parámetro de uso más generalizado para medir la calidad del agua. La presencia de oxígeno disuelto es fundamental para mantener la vida acuática y condiciones estéticas en las aguas.

Mecanismos de oxidación

En términos de demanda de oxígeno, el tipo más importante reacción bioquímica es la oxidación de material orgánico



Demanda Bioquímica de Oxígeno - DBO

La mayoría de los materiales orgánicos son biodegradables. Ciertos compuestos (ej. lignina, celulosa, petroquímicos sintéticos) son muy resistentes a la degradación biológica y se pueden considerar no-biodegradables.

La DBO es la cantidad de oxígeno requerida en el metabolismo de la materia orgánica biodegradable.

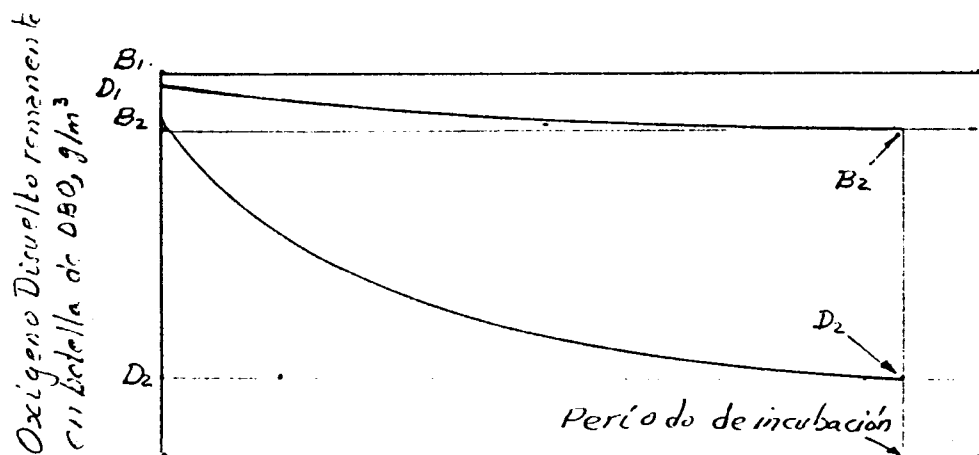
Generalmente los valores de DBO son una medida del oxígeno que se requiere para la oxidación carbonosa de una mezcla no específica de compuestos orgánicos y no de compuestos puros. Los productos principales finales de la oxidación de la materia orgánica carbonosa son: CO_2 , NH_3 , H_2O .

procedimiento de medición de la DBO.

La DBO de una muestra de agua se determina poniendo porciones alicuotas, con agua de dilución apropiada, en botellas de cristal de cuello y tapón esmerilado, de 300 ml de capacidad; incubando las botellas a una temperatura estándar (20°C); y, midiendo el cambio en la concentración de oxígeno con el tiempo.

Las concentraciones de materia orgánica biodegradable en muchas muestras de agua tienen una demanda de oxígeno mayor que el valor de saturación del oxígeno (9.2 mg/l a 20°C y a nivel del mar) y, por tanto, frecuentemente se requiere la dilución de las muestras. Algunas muestras no tienen suficiente población bacteriana para efectuar la biooxidación de la materia orgánica disponible. En estos casos se requiere agregar una siembra de microorganismos apropiados y el efecto de esta siembra en el valor de la DBO debe tomarse en cuenta en el análisis. Al agua de dilución se le agregan nutrientes esenciales: N, P, K, Fe.

La técnica y el procedimiento estándar para medir la DBO se encuentran en los METODOS ESTANDAR PARA EL ANALISIS DE AGUA Y AGUAS RESIDUALES, publicado por la American Public Health Association de EUA.



REPRESENTACION ESQUEMATICA DEL OXIGENO CONSUMIDO EN LA DETERMINACION DE DBO.

D_1 = OD de la muestra diluida 15 minutos después de su preparación, g/lm^3

D_2 = OD de la muestra diluida después de incubar, g/lm^3

B_1 = OD del agua de dilución con siembra antes de incubar, g/lm^3

B_2 = OD del agua de dilución con siembra después de incubar, g/lm^3

$D_1 - D_2$ = Oxígeno consumido en la muestra, g/lm^3

$B_1 - B_2$ = Oxígeno consumido en el testigo, g/lm^3

$$DBO = \frac{(D_1 - D_2) - (B_1 - B_2) f}{P}$$

donde,

DBO = Demanda Bioquímica de Oxígeno, g/lm^3

D_1 = OD de la muestra 15 min después de su preparación, g/lm^3

D_2 = OD de la muestra diluida después de incubación a $20^\circ C$, g/lm^3

B_1 = OD del agua de dilución con siembra antes de incubar, g/lm^3

B_2 = OD del agua de dilución con siembra después de incubar, g/lm^3

f = Relación de siembra en muestra a siembra en control

$$f = \frac{\% \text{ siembra en } D_1}{\% \text{ siembra en } B_1}$$

P = Fracción decimal de muestra utilizada = $\text{ml muestra} / 300 \text{ ml}$

Una muestra de agua se diluye por un factor de 10 utilizando agua de dilución con siembra. La medición de OD se hace en intervalos de un día. Los resultados se indican en la tabla siguiente. Determinese la DBO de la muestra, en función del tiempo.

Tiempo, d	OD de la muestra diluida, g/m^3	OD del testigo con siembra, g/m^3
0	8.55	8.75
1	4.35	8.70
2	4.05	8.66
3	3.35	8.61
4	2.75	8.57
5	2.40	8.53
6	2.10	8.49
7	1.85	8.46

$$DBO = \frac{(D_1 - D_2) - (B_1 - B_2)f}{P}$$

donde

$$f = \frac{90\%}{100\%} = 0.9$$

$$P = \frac{30 \text{ mL}}{300 \text{ mL}} = 0.1$$

Tiempo, d	DBO g/m^3	Tiempo, d	DBO g/m^3
0	0.00	4	56.4
1	41.50	5	59.5
2	44.20	6	62.2
3	50.80	7	64.4

$$DBO_1 = \frac{(8.55 - 4.35) - (8.75 - 8.70)0.9}{0.1} = 41.5 \text{ g/m}^3$$

¿Cuánto mide la DBO a los 5 días, si la DBO a los 7 días vale 265 mg/l? ($k=0.10 \text{ día}^{-1}$; temp. = 20°C)

$$y = L_0 (1 - 10^{-k \cdot t})$$

$y = \text{DBO a los 5 días}$

Para la DBO₇

$$L_0 = \frac{265}{1 - 10^{-\frac{1}{10}(7)}} = \frac{265}{1 - 0.20} = 332 \text{ mg/L}$$

Para la DBO a los 5 días

$$y_5 = 332 (1 - 10^{-\frac{1}{10}(5)})$$

$$y_5 = 332 (1 - 0.316) = 227 \text{ mg/L}$$

Si la DBO a los 2 días es de 176 mg/l; ¿Cual será el valor de la DBO a los 5 días?

$$y_2 = L_0 (1 - 10^{-k \cdot t})$$

$$176 \text{ mg/l} = L_0 (1 - 10^{-\frac{1}{10}(2)})$$

$$L_0 = \frac{176}{1 - 10^{-0.2}} = 475 \text{ mg/L}$$

$$y_5 = 475 (1 - 10^{-\frac{1}{10}(5)})$$

$$y_5 = 475 (1 - \frac{1}{3.161})$$

$$y_5 = 475 (0.684) = 325 \text{ mg/L}$$

MUESTREO

Es uno de los aspectos básicos más importantes en la gestión de la calidad del agua. Se requiere dar respuesta a tres cuestiones fundamentales:

1. ¿Dónde se deben tomar las muestras?
2. ¿Cómo se pueden obtener muestras representativas?
3. ¿Qué métodos de preservación y análisis se requieren para obtener datos precisos y confiables?

El muestreo es el primer paso que se necesita para desarrollar una base de datos para monitorear el comportamiento o para controlar el proceso en una instalación de tratamiento. Una vez que la muestra ha sido colectada debe ser preservada y manejada en forma apropiada. Los análisis que se efectúen in situ, a la hora en que se toma la muestra, o en el laboratorio son la base para las decisiones finales. Asegurar datos precisos y presentarlos en forma adecuada son las etapas finales de este proceso.

El muestreo es una parte fundamental de la operación de cualquier instalación de tratamiento, y debería darsele considerable atención a la hora de efectuar el diseño físico de la planta.

Tipos de muestras

Los dos tipos generales son: a) puntuales o instantáneas (grab) y b) compuestas.

Para la caracterización inicial de caudales de aguas residuales, en general el muestreo puntual en forma secuencial es deseable. Si las muestras son lo suficientemente grandes puede efectuarse la composición manual. Sin embargo para descargas continuas de aguas residuales, la caracterización requiere de algún tipo de muestreo que permita la composición automática.

En general, la selección del tipo de muestra que deberá recolectarse será función de la información que se busque, del proceso unitario que se muestree, de los análisis a realizar, de la legislación vigente, de la naturaleza del flujo del agua residual continuo o intermitente y de la variabilidad de los componentes en las aguas residuales.

Muestras puntuales.

Una muestra puntual (muestra discreta individual) es aquella en la que todo el material de la muestra se colecta al mismo tiempo. Las muestras puntuales se requieren para ciertas determinaciones que deben efectuarse tan pronto como se colecta la muestra: pH

cloro residual, oxígeno disuelto, temperatura, coliformes fecales. Algunas mediciones pueden monitorearse en forma continua utilizando sensores. Estos, sin embargo requieren calibración periódica, limpieza y mantenimiento.

Muestras compuestas

Una muestra compuesta es la combinación de un número de muestras individuales colectadas en un periodo de tiempo.

La muestra compuesta puede ser:

- a) De volumen fijo. El intervalo de tiempo y el tamaño de las muestras se mantienen constantes. Puede aplicarse cuando el caudal del agua residual no varía en más de 15% del caudal medio.

Para calcular el volumen de las muestras individuales debe determinarse: INTERVALO DE TIEMPO Y EL TAMAÑO DE LA MUESTRA

$$\text{VOLUMEN FIJO} = \frac{\text{VOLUMEN FINAL DE MUESTRA}}{\text{NUMERO DE MUESTRAS}}$$

Ex. Vol. final de muestra = 4 l

Muestras colectadas cada 2 horas

$$\text{No. de muestras por día} = \frac{24}{2} = 12 \text{ muestras/día}$$

$$\text{Volumen de cada muestra} = \frac{4000 \text{ ml}}{12 \text{ muestras}} = 333.33 \text{ ml}$$

27
b) Proporcional al caudal.

Generalmente se especifica en el permiso de descarga y es más representativa que la de volumen fijo cuando hay considerables fluctuaciones en caudal y concentración.

PRESERVACION Y MANEJO DE MUESTRAS

Cuando se colecta una muestra pueden ocurrir cambios físicos, químicos y biológicos que alteran la composición de la muestra. Las muestras deben manejarse de tal forma que estos cambios sean mínimos. Además, debe evitarse la contaminación externa.

Refrigeración, ajuste de pH y adición de sustancias químicas son los primeros métodos que se recomiendan para la preservación de muestras.

Refrigeración

A temperaturas cercanas a 4°C , la actividad biológica disminuye porque las velocidades de respiración disminuyen considerablemente a bajas temperaturas. La velocidad de las reacciones químicas y la fuga de gases disueltos también disminuyen. La refrigeración a temperaturas inferiores a 0°C es un método efectivo de preservación a largo plazo solo para algunos parámetros.

Ajuste de pH.

La adición de ácidos es un método común para disminuir tanto la actividad química como la biológica. Se agrega ácido sulfúrico (H_2SO_4) a una muestra para interrumpir la actividad biológica; por ejemplo para análisis de CO_2 y pH .

6'

La adición de ácido sulfúrico en combinación con la refrigeración se utiliza para preservar muestras para análisis de grasas y aceites. El ácido nítrico se utiliza para evitar la precipitación de rastros de metales o su adsorción sobre las paredes del recipiente. El ácido nítrico también disuelve material particulada y, por tanto debe evitarse si se desea determinar contenido de sólidos en suspensión.

Adición de sustancias químicas

La adición de sustancias químicas se utiliza para estabilizar compuestos o interrumpir la actividad biológica. El sulfato de cobre (CuSO_4) y cloruro mercuríco (HgCl_2) son dos compuestos químicos que se utilizan comúnmente para inhibir la actividad biológica. El acetato de zinc (ZnAc), el ácido fosfórico (H_3PO_4), e hidróxido de sodio (NaOH) se utilizan con frecuencia como agentes para formar complejos químicos.

EQUIPO DE MUESTREO

Puede ser automático o manual. El tipo depende, entre otras cosas de las siguientes variables

LOCALIZACION. A MUESTREAR: interior, exterior, en un pozo de visita, en un área de acceso difícil.

INSTALACION DEL MUESTREADOR: permanente o temporal

TIPO DE ENERGIA DISPONIBLE: 110V c-a, aire comprimido, vacío.

CONDICIONES ADVERSAS PARA PERSONAL Y EQUIPO: condiciones explosivas, gases tóxicos, atmosferas corrosivas o húmedas, temperaturas muy elevadas o muy bajas

CONDICIONES HIDRAULICAS DEL SITIO PROPUESTO: flujo continuo o intermitente, lago, canal abierto, tubos a gravedad o a presión

NATURALEZA GENERAL DE LOS DESECHOS: contienen sólidos finos o gruesos, sólidos flotantes, pelos, plumas corrosivos, grasas, aceites, arena, grijo, pH alto o bajo, alta temperatura.

SI SE VAN A COLECTAR MUESTRAS EN PROPORCION AL CAUDAL: Variación del caudal (conocido o estimado), disponibilidad y tipo de registradores de caudal

TIPOS DE ANALISIS: DBO, DQO, pH, TSS, OD, COT, conductancia específica, aceites, pesticidas, herbicidas, volumen y número de muestras que se requiere, material del muestreador y del contenedor.

PERIODO DE MUESTREO: 24 horas, turno de 8 horas, fin de semana

PRESERVACION DE MUESTRAS: refrigeración o por medios químicos

PROPOSITO Y ALCANCE DEL MUESTREO: necesidades de personal y mantenimiento.

IMPUREZAS FÍSICAS

ANÁLISIS PARA DETERMINAR LAS IMPUREZAS FÍSICAS EN AGUA Y EN AGUAS RESIDUALES.* (Procedimientos detallados en Métodos Estándar, Am. Pub. Hlth. Assn. Edición 19, 1992).

PRUEBA	ABREVIATURA / DEFINICIÓN	USO
Turbiedad	UNT- Unidades Nefelométricas de turbiedad	Estimar la claridad del agua
Sólidos		
Sólidos totales	ST	Evaluar el potencial de las aguas residuales para reuso y determinar el proceso mas apropiado para su tratamiento.
Sólidos totales volátiles	STV	
Sólidos suspendidos	SS	
Sólidos suspendidos volátiles	SSV	Las pruebas de SST evalúan la adecuabilidad de las fuentes de agua para uso municipal, industrial o agrícola
Sólidos disueltos totales (TS-SS)	SDT	
Sólidos sedimentables	ml/l	Para determinar aquellos sólidos que se asentarán por acción de la gravedad en un período de tiempo específico; los datos de la prueba se utilizan para diseño de instalaciones de sedimentación.
Color	Varios matices de amarillo. Café claro, gris negro.	Para evaluar la presencia de agentes colorantes naturales y sintéticos en el agua. Para evaluar la condición del agua residual (fresca o séptica)
Olor	Concn. umbral mínima de olor detectable (CUMOD)	Para evaluar problemas de olores
Temperatura	°C	Para diseñar y operar sistemas de tratamiento biológico y de otro tipo. para determinar la concentración de saturación de gases.

F/DEPFI/MISC/0018



718076