



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN TEORIA, DISEÑO Y APLICACIÓN**

**TESIS PROFESIONAL**  
**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE**  
**INGENIERO CIVIL**  
**PRESENTA**  
**MARCIAL GARCÍA JURADO**

**ASESOR DE TESIS**  
**M. C. GUILLERMO BENJAMÍN PÉREZ MORALES**

**MORELIA, MICHOACAN    MAYO 2006**

## **A USTEDES GRACIAS**

*Hay que permanecer y continuar hasta cumplir y alcanzar nuestros objetivos, aun siguiendo lo establecido . . .*

A los míos . . .

*Marta, Diego, Laura y Marcia*

A mi papá y mamá que me permitieron acceder a esta carrera y formaron mi persona

A mis hermanos, especialmente a Reyna y Ángeles, por su apoyo

A la Facultad de ingeniería Civil en donde adquirí la plataforma para mi formación profesional

A Sistemas Hidráulicos y Ambientales (sihasa)

A mis amigos, compañeros y todos los profesionales con los que he participado del ejercicio de la ingeniería

En especial al Ingeniero G. Benjamín Pérez Morales, mi asesor de tesis e impulsor de este trabajo

*Con profundo agradecimiento . . .*

MARCIAL



## RESUMEN

En este trabajo de tesis, básicamente se abordan algunas de las teorías más difundidas para el diseño de lagunas de estabilización, y en la parte final se desarrolla un ejercicio de diseño cinético de un sistema de lagunas en serie.

En los primeros capítulos se describe de forma breve los procesos de tratamiento a los que pueden someterse las aguas residuales para su depuración. Se detallan las características de las aguas residuales, su origen y naturaleza, y aspectos referentes a los sólidos y la composición biológica, que ayudan a entender los procesos de depuración de las aguas residuales que de manera espontánea se generan en las mismas, y permite visualizar que en las plantas de tratamiento solamente se propician condiciones, para que de una forma más conveniente, se desarrollen los mismos procesos en estructuras diseñadas para tal fin. Enseguida se presenta una discusión de los parámetros con que caracterizan las aguas residuales tales como DBO, DQO, COT, DTO y las correlaciones que hay entre ellos, además se incluyen parámetros inorgánicos y los organismos indicadores microbiológicos. Es conveniente recalcar la importancia de la DBO, ya que junto con los sólidos son los parámetros básicos para evaluar la depuración que experimentan las aguas residuales en las plantas de tratamiento.

En los capítulos centrales se presenta una breve historia de las lagunas de estabilización y las experiencias que se han tenido en los EUA (pioneros en la utilización de estos sistemas de tratamiento), en América Latina y en otros continentes. Enseguida se describe la clasificación y nomenclatura de los diferentes tipos de lagunas, no solamente se presentan los tipos más conocidos sino algunas utilizadas para propósitos muy específicos como el almacenamiento y la producción y cosecha de algas.

Una parte muy importante de este trabajo son los principios de los reactores, que describen las teorías de flujo disperso, mezcla completa y flujo tipo pistón, que son los fundamentos básicos para el diseño de las lagunas.

Enseguida se describen las lagunas anaerobias, se señalan sus características, las formulaciones existentes y los criterios de diseño, entre otros aspectos. Se presentan aspectos diversos en cuanto a las consideraciones que se hacen para el diseño de las lagunas facultativas, incluyendo correlaciones y carga orgánica permisible o carga máxima. En cuanto a las lagunas de maduración se tratan aspectos similares a los señalados para las lagunas anaerobias y facultativas, solamente que encaminados a la reducción bacteriana. Al final de esta parte se detallan otros aspectos relacionados con las lagunas, tales como su eficiencia en la remoción de nutrientes y de otros parámetros, y alguna problemática que pudiera presentarse en la cinética de las lagunas y que siempre estará determinada por las condiciones meteorológicas.

En el capítulo final se desarrolla un ejercicio de diseño que considera la utilización de los métodos de flujo disperso, mezcla completa y flujo a pistón, y se señalan las formulaciones que mejores resultados arrojan y que son las que se recomienda utilizar para el diseño de los sistemas lagunares. Se incluye un diagrama de proceso del sistema de lagunas anaerobia-facultativa-de maduración desarrollado, planos del arreglo de conjunto de las lagunas en los que se detallan las características de los bordos y muros que integran las lagunas. En diversos cortes se puede apreciar la configuración de los diversos elementos que se incluyen en el sistema lagunar tales como: cárcamo de bombeo, pretratamiento, lagunas, vialidades y edificaciones de control y administrativas.

Finalmente se incluyen una serie de recomendaciones y la bibliografía que puede consultarse si se desea profundizar en este tema.

# ÍNDICE

CONTENIDO	Pg
<b>1 INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 AGUAS RESIDUALES	1
1.3 TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS	2
1.4 PROCESOS DE TRATAMIENTO	2
1.4.1 TRATAMIENTOS PRELIMINARES	2
1.4.2 TRATAMIENTO PRIMARIO	3
1.4.3 TRATAMIENTO BIOLÓGICO	3
1.4.3.1 Lodos Activados	4
1.4.3.2 Filtros Percoladores	4
1.4.3.3 Lagunas de Estabilización	5
<b>2 AGUAS RESIDUALES, ORIGEN Y NATURALEZA</b>	<b>6</b>
2.1 ASPECTO DE LAS AGUAS NEGRAS	6
2.2 ORIGEN DE LAS AGUAS NEGRAS	6
2.3 NATURALEZA DE LAS AGUAS RESIDUALES	7
2.3.1 SÓLIDOS DE LAS AGUAS RESIDUALES	7
2.3.2 GASES DISUELTOS EN LAS AGUAS NEGRAS	9
2.3.3 COMPOSICIÓN BIOLÓGICA DE LAS AGUAS RESIDUALES	9
2.3.4 CAMBIOS QUÍMICOS EN LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS NEGRAS	11
<b>3 PARÁMETROS CON QUE SE CARACTERIZAN LAS AGUAS RESIDUALES</b>	<b>14</b>
3.1 PARÁMETROS ORGÁNICOS	14
3.1.1 DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO)	14
3.1.1.1 Tiempo de Incubación	15
3.1.1.2 Nitrificación	15
3.1.1.3 Otros Factores	16
3.1.2 DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO (DQO)	16
3.1.3 CARBONO ORGÁNICO TOTAL (COT)	17
3.1.4 DEMANDA TOTAL DE OXÍGENO (DTO)	17
3.1.5 CORRELACIONES ENTRE LOS DISTINTOS PARÁMETROS ORGÁNICOS	17
3.1.5.1 Correlaciones entre la DBO y la DQO	17
3.1.6 OTROS PARÁMETROS ORGÁNICOS	18
3.2 PARÁMETROS INORGÁNICOS	18
3.2.1 ACIDEZ	18
3.2.2 ALCALINIDAD	18
3.2.3 SÓLIDOS DISUELTOS	19
3.2.4 SULFUROS	19
3.2.5 METALES PESADOS	19
3.3 ORGANISMOS PATÓGENOS	19
3.3.1 ORGANISMOS INDICADORES	19
<b>4 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN, SU HISTORIA</b>	<b>21</b>
4.1 EXPERIENCIA EN LOS ESTADOS UNIDOS	21
4.2 EXPERIENCIA EN AMÉRICA LATINA	22
4.3 EXPERIENCIA EN MÉXICO	22
4.4 EXPERIENCIA EN OTROS CONTINENTES	23
<b>5 LAGUNAS, CLASIFICACIÓN Y NOMENCLATURA</b>	<b>24</b>
<b>6 PRINCIPIOS DEL DISEÑO DE REACTORES</b>	<b>28</b>
6.1 CINÉTICA DE LAS REACCIONES BIOLÓGICAS	28
6.2 REACTOR CON FLUJO DISPERSO	29
6.3 REACTOR CON MEZCLA COMPLETA	31
6.4 REACTOR CON FLUJO TIPO PISTON	32

<b>7</b>	<b>LAGUNAS ANAEROBIAS</b>	<b>37</b>
7.1	PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	38
7.1.1	FORMULACIONES EXISTENTES	38
7.1.2	CRITERIOS DE DISEÑO	40
7.2	CONSIDERACIONES PARA TRATAMIENTO POSTERIOR	42
<b>8</b>	<b>LAGUNAS FACULTATIVAS</b>	<b>43</b>
8.1	INTRODUCCION	43
8.2	METODOLOGÍAS PARA DIMENSIONAMIENTO	44
8.2.1	MODELO BASADO EN LA CINÉTICA DE PRIMER ORDEN	44
8.2.2	MODELO EN EQUILIBRIO CONTINUO Y MEZCLA COMPLETA	46
8.2.2.1	BASES DEL MODELO	46
8.2.2.2	APLICACION PARA DATOS DE MARAIS Y SHAW	48
8.2.2.3	MODELO BASADO EN LA CINETICA DE PRIMER ORDEN INCORPORANDO LA INFLUENCIA DE LODO ANAERÓBICO	48
8.2.3	INVESTIGACIONES REALIZADAS EN PAÍSES EN DESARROLLO	49
8.2.3.1	APLICACION PARA INVESTIGACIONES DEL PERU	49
8.2.3.2	APLICACION PARA INVESTIGACIONES DE BRASIL	50
8.2.3.3	ESTUDIOS SOBRE CARGA MÁXIMA APLICABLE	51
8.2.4	MODELO DE FLUJO DISPERSO PARA REMOCIÓN DE LA MATERIA ORGÁNICA	52
<b>9</b>	<b>LAGUNAS DE MADURACIÓN</b>	<b>59</b>
9.1	MODELOS DE REDUCCIÓN BACTERIANA	59
9.1.1	MODELO DE MEZCLA COMPLETA	59
9.1.2	MODELO DE FLUJO DISPERSO	60
9.1.2.1	Mortalidad Neta	60
9.1.2.2	Submodelo Hidráulico	62
9.1.3	MODELO DE FLUJO A PISTÓN	63
<b>10</b>	<b>LAGUNAS, OTRAS CARACTERÍSTICAS</b>	<b>66</b>
<b>11</b>	<b>EJEMPLIFICACIÓN Y ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO</b>	<b>70</b>
11.1	EJERCICIO DE DISEÑO	70
11.1.1	DATOS DE PROYECTO	70
11.1.2	ESQUEMA DE DISEÑO	71
11.1.2.1	Lagunas Anaerobias	71
11.1.2.2	Lagunas Facultativas	73
11.1.2.3	Lagunas de Maduración	73
11.1.2.4	Resultados de Diseño	73
11.2	METODOLOGIA Y ACTIVIDADES QUE DEBERÁN DESARROLLARSE PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	74
<b>12</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>76</b>

# CAPÍTULO 1

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

En su desarrollo el hombre ha practicado actividades domésticas e industriales que progresivamente han alterado el ciclo hidrológico del agua, sistemáticamente se han devastado los bosques, sobreexplotado los mantos subyacentes y polucionado ríos y lagos. Esta situación ahora se revierte y entre otras condiciones adversas desencadenadas se tienen el deterioro de las fuentes de abastecimiento consideradas de fácil acceso, como las corrientes superficiales que no son factibles de aprovechar para el consumo humano dada la alta carga contaminante que contienen.

En particular se menciona el deterioro que han sufrido los cuerpos de agua ya que este elemento es indispensable en el desarrollo integral del ser humano; es un hecho histórico que las culturas más prominentes de todos los tiempos se han asentado en las márgenes, riberas y costas de ríos, lagos y océanos, incluso las formas de vida terrestres se originaron a partir de primitivos organismos marinos.

Se puede establecer que la contaminación que padecen determinados escurrimientos superficiales, se debe básicamente a las aportaciones de aguas residuales domésticas e industriales que generan los centros de población, y a los retornos agrícolas en los que se acarrea una gran cantidad de nutrientes producto del mal uso y desperdicio que se hace en la aplicación de fertilizantes; el exceso de nutrientes propicia la eutrofización del lecho de los cauces, volviendo inadecuado el medio para la supervivencia de las especies subacuáticas; la carga orgánica contenida en las aguas residuales puede ser de tal magnitud que en determinado momento sobrepase la capacidad de autopurificación de las corrientes, alterando así las condiciones de vida que requieren los organismos que las habitan. Las aguas negras no únicamente deterioran los cauces en los que fluyen sino que alteran la calidad del agua de la corriente, por lo que se tendrán efectos nocivos si estas aguas se utilizan en actividades agrícolas o para el consumo humano, así mismo los productos de la pesca se transforman en agentes que pueden desenlazar enfermedades y epidemias que dañarían seriamente a la población; de igual forma se debe considerar que determinados compuestos comúnmente empleados en la industria contienen elementos como azufre, plomo y arsénico entre otros, que son altamente nocivos para la salud y además degradan los terrenos de cultivo.

La disposición de las aguas residuales tradicionalmente se ha verificado de dos formas:

- Descargándolas a cuerpos de agua receptores, y
- Dejándoles escurrir libremente por el terreno o encausándoles hacia zonas de cultivo

Estas practicas indiscriminadas de disposición han llegado a un punto crítico en que ya no son tolerables puesto que se han causado daños irreversibles al medio ambiente y se ha puesto en riesgo de graves epidemias a la población; adicionalmente los desechos industriales han provocado accidentes en que lamentablemente se han perdido vidas humanas. Actualmente y en un contexto universal, la disposición racional de las aguas residuales requiere de la construcción de plantas de tratamiento que resuelvan a corto plazo la problemática que se genera con su disposición.

### 1.2 AGUAS RESIDUALES

Las aguas negras básicamente son las aguas que se abastecen a una población, después de que han sido usadas y contaminadas en las diversas actividades que practica el ser humano. Son resultado de la combinación de desechos arrastrados por el agua que procede de viviendas, comercios, instituciones e industrias, y de las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que puedan agregarse.

Las aguas negras indistintamente se nombran aguas residuales, aguas residuales municipales o simplemente aguas municipales.

### **1.3 TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS**

Las aguas residuales contienen una serie de compuestos orgánicos e inorgánicos que alteran significativamente la calidad de las aguas superficiales, ya sea por su simple presencia en el agua o por los cambios que esos compuestos sufren mientras están en dilución o en suspensión en el agua. Al mezclar las aguas residuales con las aguas superficiales, se produce un cambio considerable en las características y cualidades físico-químicas y biológicas del agua, lo que resulta en el deterioro de su calidad, y en la disminución de su potencial uso como fuente de abastecimiento para la población, la agricultura y la Industria.

Si se quiere evitar el deterioro de la corriente receptora, es preciso modificar las características físico-químicas y biológicas del agua residual antes de verterla a las aguas superficiales. Para ello se utiliza un sistema de tratamiento que reduce efectivamente las concentraciones de los elementos presentes en el agua residual y disminuye, hasta niveles aceptables, aquellas características físico-químicas y biológicas que la hacen indeseable para descargarse a las corrientes o reutilizarse.

El objetivo primario de las plantas de tratamiento consiste en reintegrar a las aguas residuales parte de su estado y de las condiciones que originalmente tuvieron. En el tratamiento se pretenden remover los elementos que se adicionan al agua en los distintos usos que se le da y se previene de la adecuada disposición de los productos en que se convierten tales elementos. En general al agua se le acondiciona para que sea tolerable por el cuerpo receptor a que se descarga, o bien, se adecua hasta conseguir las características necesarias para que se reuse sin riesgo alguno.

El tratamiento de las aguas negras es el proceso por el que los sólidos que contiene el agua se separan parcialmente, propiciando que el resto de los sólidos orgánicos complejos muy putrescibles queden convertidos en sólidos minerales o en sólidos orgánicos relativamente estables. La magnitud de este cambio depende del proceso de tratamiento empleado, que una vez completado requiere que se dispongan adecuadamente el agua tratada, y de los sólidos separados que se convierten en lodos.

El uso de las aguas residuales está restringido a determinadas actividades que se contemplan en la normatividad que en esta materia rige en los distintos países, y que para México se señala en las NOM-001-ECOL y en la 003.

### **1.4 PROCESOS DE TRATAMIENTO**

Los procedimientos para tratar las aguas residuales son muy diversos, si bien todos pueden incluirse en los siguientes procesos:

- **TRATAMIENTO PRELIMINAR**
- **TRATAMIENTO PRIMARIO**
- **TRATAMIENTO BIOLÓGICO O SECUNDARIO**

#### **1.4.1 TRATAMIENTOS PRELIMINARES**

Los tratamientos preliminares se usan para preparar las aguas residuales, para que enseguida puedan recibir algún tipo de tratamiento sin perjudicar los equipos mecánicos ni las estructuras en que se verifican los procesos. Sirven también para minimizar algunos efectos negativos en el tratamiento tales como grandes variaciones de caudal y de composición, y la presencia de materiales flotantes como aceites, grasas, sólidos y otros.

Las unidades de tratamiento preliminar o pretratamiento más empleadas e importantes son las siguientes:

- **Rejas**
- **Desarenadores**
- **Desengrasadores**
- **Desmenuzadores**
- **Tanques de Compensación**

Prácticamente todas las plantas de tratamiento incluyen rejillas (cribas) y desarenadores, las demás unidades son utilizadas con más frecuencia en los residuos líquidos industriales o para hacer más manejables desechos generados en el procesamiento de alimentos.

#### **1.4.2 TRATAMIENTO PRIMARIO**

El objetivo básico del tratamiento primario estriba en conseguir un efluente líquido adecuado para un subsecuente tratamiento biológico. La sedimentación primaria es la principal forma del tratamiento primario, es la más antigua y es extensivamente empleada en el acondicionamiento de las aguas negras. El tratamiento primario casi siempre es precedido del preliminar.

Con este tratamiento se separan o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos (entre el 40 y 60 por ciento) mediante el proceso físico de asentamiento. Ello genera lodos primarios que deberán acondicionarse adecuadamente antes de su disposición final.

Entre las unidades de tratamiento primario más difundidas y usadas en diversos ámbitos se tienen:

- **Sedimentador Primario**
- **Tanque Séptico (Fosa)**
- **Reactores de Flujo Anaerobio Ascendente (WABS)**
- **Tanques Imhoff**
- **Laguna Anaerobia**

Además se han desarrollado otros sistemas patentados y hay algunos menos conocidos que básicamente siguen principios de sedimentación y degradación de la materia orgánica mediante organismos anaerobios.

El tratamiento primario por sí mismo no produce un efluente que pueda ser descargado a los cuerpos receptores, por lo que casi siempre son el paso anterior al tratamiento biológico. Eventualmente seguidos de desinfección se han empleado como tratamiento único, aunque esta práctica casi ha desaparecido.

Los lodos obtenidos de un tanque de sedimentación primaria, son esencialmente los sólidos sedimentables del agua negra cruda y prácticamente no han sufrido descomposición y son por lo tanto, sumamente inestables y putrescibles. Estos lodos son usualmente de color gris, de apariencia desagradable y contienen fragmentos de desperdicios, sólidos fecales y otros desechos que les dan un olor nauseabundo.

#### **1.4.3 TRATAMIENTO BIOLÓGICO**

Los procesos biológicos también llamados secundarios tienen como objetivo principal remover las sustancias coloidales y estabilizar la materia orgánica presente en las aguas residuales. Los procesos biológicos más comúnmente usados son:

- **MEDIOS EN SUSPENSIÓN (Lodos Activados)**
- **MEDIOS FIJOS Y DUALES (Filtros Percoladores)**
- **LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**

Además existen modificaciones de éstos y combinaciones de los mismos, algunos patentados, que pueden ser utilizadas para lograr los requerimientos específicos de tratamiento.

#### **1.4.3.1 Lodos Activados**

En el proceso de lodos activados, organismos vivos aerobios y los sólidos orgánicos de las aguas negras se mezclan en un medio favorable para la descomposición aerobia de los sólidos, este medio son las mismas aguas negras, en las que continuamente se debe mantener oxígeno disuelto. Los lodos activados se deben mantener en suspensión agitando las aguas negras.

Las aguas residuales incluyen organismos aerobios de este tipo, pero en un número muy reducido, por lo que es necesario agregar muchos más para que el proceso funcione con eficiencia. En general este proceso se usa después de la sedimentación primaria, aunque en algunas plantas no se emplea ésta.

Los lodos activados son floculos que contienen principalmente materia orgánica con una gran cantidad de bacterias que tienen la propiedad de absorber la materia coloidal y disuelta, se alimentan de ella y la convierten en sólidos insolubles putrescibles. Los lodos activados producidos a partir de las aguas negras se generan lentamente, de tal forma que es necesario recolectarlos y usarlos nuevamente, recirculándolos en un proceso acumulativo del que eventualmente se tendrá una mayor cantidad que la requerida, por lo que deberá desecharse el exceso de lodos activados.

Los lodos de desecho que se generan en este proceso son una mezcla de aguas negras y sólidos sedimentados que deben ser tratados para facilitar su disposición y evitar contaminación en los cuerpos receptores dado que dichos lodos no son productos terminados debido a su origen, contenido de agua, putrescibilidad, etc.

Entre las variantes del proceso de lodos activados se tienen: Proceso Convencional, Mezclado Completo, Aereación Dosificada, Aereación por Etapas, Aereación Modificada, Estabilización por Contacto, Aereación Extendida, Zanjas de Oxidación, Proceso Kraus, Aereación de Alta Tasa y Sistema de Oxígeno Puro.

#### **1.4.3.2 Filtros Percoladores**

En los procesos de este tipo, organismos aerobios que forman un limo biológico (también llamado zooglea) se adhieren a un medio filtrante natural o artificial y al paso del agua a través de este medio, los organismos toman la materia orgánica de las aguas residuales para mantener sus procesos vivientes. El agua residual entra superficialmente a los filtros por medio de un aspersor o caída de agua y atraviesa todo el lecho filtrante.

El proceso de filtración biológica se define como un sistema de lechos de distintos materiales sobre los que se vierten las aguas residuales, al pasar por el filtro de material granular (percolar) las aguas residuales entran en contacto con las películas de limo biológico que crecen sobre la superficie del material. En el lecho se mantienen condiciones aeróbicas mediante el flujo de aire, a través del lecho, que es inducido por los gradientes de temperatura existentes entre la temperatura del aire en el lecho y la temperatura ambiente.

A medida que las aguas residuales y el aire fluyen a través del lecho el limo biológico hace uso de ellos para obtener de los compuestos orgánicos la energía necesaria para sus procesos vivientes, material y energía para sintetizar nueva masa celular, el oxígeno necesario para las reacciones de oxidación bioquímica y los nutrientes indispensables para la síntesis celular. Como resultado se logra la remoción de la materia orgánica mediante su conversión a masa celular,  $\text{CO}_2$  y  $\text{H}_2\text{O}$ .

El crecimiento biológico sobre la superficie del medio que forma el lecho tiene un límite, al cabo del cual se desprende y es arrastrado con el efluente del filtro percolador. Por ello se requiere como complemento del proceso un sedimentador secundario, en el que se remuevan las películas biológicas

que se desprenden del lecho. Generalmente en estos procesos se tiene inicialmente una sedimentación primaria.

Entre las variantes más difundidas se conocen los filtros rociadores (de baja, media y alta tasa) y los discos biológicos.

En este caso como en el anterior se generan lodos tanto primarios como de desecho (exceso de limo biológico) que deberán ser acondicionados para su disposición final.

### **1.4.3.3 Lagunas de Estabilización**

Las lagunas de estabilización son estanques construidos con tierra, de profundidad reducida (menor a 5 m), diseñadas para el tratamiento de aguas residuales mediante la interacción de la biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc.), la materia orgánica del desecho y otros procesos naturales.

Entre las lagunas de estabilización se incluyen: Lagunas Anaeróbicas, Lagunas Facultativas y Lagunas de Maduración. El uso en serie de éstas o de algunas de ellas producen un efluente adecuado para ser dispuesto directamente en los cuerpos receptores.

Los procesos de lodos activados y filtros percoladores producen efluentes con una alta carga de organismos patógenos por lo que antes de ser dispuestos requieren de un proceso adicional de desinfección, que en la mayoría de los casos consiste en la aplicación de cloro. En las lagunas de estabilización la reducción de patógenos es muy alta a tal grado que puede ser superior a la lograda con la desinfección.

Las lagunas anaeróbicas son estanques con profundidad de entre 2.50 m y 5.00 m y reciben cargas orgánicas elevadas de modo que la actividad fotosintética de las algas se suprime y se tiene ausencia de oxígeno en todos sus niveles. Las lagunas anaeróbicas son utilizadas preferentemente para el tratamiento primario de desechos industriales o desechos domésticos con una elevada aportación industrial.

Las lagunas facultativas tienen como principal característica el comensalismo entre algas y bacterias en el estrato superior y la descomposición anaeróbica de los sólidos sedimentados en el fondo. Por consiguiente, su ubicación como unidad de tratamiento en un sistema de lagunas puede ser como laguna primaria única o como una unidad secundaria después de lagunas anaeróbicas o aeradas mecánicamente.

Las lagunas de maduración o de pulimento son unidades netamente aeróbicas con la función básica de reducir el contenido bacteriano ya que la mayor proporción de sólidos, DBO y parásitos se remueve en las lagunas primarias de tipo anaeróbico o facultativo.

Existen además otros tipos de lagunas con funciones específicas. Puesto que este trabajo trata de las lagunas de estabilización, en los capítulos siguientes se detallan diversos aspectos de éstas.

## CAPÍTULO 2

### 2 AGUAS RESIDUALES, ORIGEN Y NATURALEZA

Las aguas residuales, como antes se mencionó, son las aguas que se abastecen a una población y que retornan contaminadas con diversos desechos, después de haber sido utilizadas en las diferentes actividades que cotidianamente desarrolla el hombre. Es importante recordar que, por su origen, las aguas residuales tienen las mismas características del agua y por ello los diseños hidráulicos para su conducción y manejo en las plantas de tratamiento se hacen bajo esta consideración.

#### 2.1 ASPECTO DE LAS AGUAS NEGRAS

Las aguas negras son líquidos turbios que contienen material sólido en suspensión, cuando son frescas su color es gris y tienen un olor a moho no desagradable, flotan en ellas cantidades variables de diversos materiales como desechos fecales, trozos de alimentos, basura, papel, envases, bolsas, higiénicos, astillas y otros residuos. Con el transcurso del tiempo el color cambia gradualmente del gris al negro, se desarrolla un olor ofensivo y desagradable, y sólidos negros aparecen flotando en la superficie o en todo el líquido, en este estado se denominan aguas negras sépticas.

#### 2.2 ORIGEN DE LAS AGUAS NEGRAS

Si bien la disponibilidad del agua y los usos que se hacen de ella pueden variar de una localidad a otra, en general las aguas residuales están originadas por:

- **Desechos Humanos y Animales**
- **Desperdicios Caseros**
- **Desechos Industriales**
- **Escurrimientos Pluviales, Aguas de Lavado de Calles e Infiltraciones de Aguas Subterráneas**

##### **Desechos Humanos y Animales**

Son las exoneraciones corporales humanas que llegan a las alcantarillas desde los retretes, en cierto grado también hay un aporte de los animales que llegan cuando se lava el suelo de las viviendas o de las calles. Estos desechos son los más importantes, desde el punto de vista de salud pública ya que pueden contener organismos perjudiciales al hombre, por lo que su tratamiento seguro y eficaz constituye el principal problema de acondicionamiento de las aguas negras para su disposición.

##### **Desperdicios Caseros**

Se originan en las actividades domésticas, entre otras, lavado de ropa, baño, desperdicios de cocina, limpieza y preparación de alimentos y lavado de loza, la mayoría de estos desechos contienen Jabones y detergentes sintéticos que usualmente incluyen agentes espumantes. Los desechos de cocina contienen residuos de alimentos y grasas que también constituyen un aporte importante.

##### **Desechos Industriales**

Los productos de desecho de la industria son parte importante de las aguas negras de una población por lo que deben tomarse las precauciones necesarias para su eliminación. En muchas localidades se colectan los desechos industriales junto con las aguas negras de la población para su tratamiento y eliminación finales.

En algunos casos dados el volumen y las características de los desechos industriales es necesario disponer de sistemas separados para su recolección, disposición y tratamiento. Muchos desperdicios industriales contienen agentes espumosos o espumantes, detergentes y otras sustancias químicas que interfieren con la disposición final de las aguas residuales y que dañan las alcantarillas y otras estructuras. Por esa razón no pueden mezclarse con las aguas negras sino que deben recibir un tratamiento preliminar o eliminarlos a través de medios especiales y por separado. Sin embargo casi siempre se tiene un aporte industrial (aunque sea mínimo) en las aguas residuales de los sistemas de alcantarillado sanitario.

### **Escurremientos Pluviales, Aguas de Lavado de Calles e Infiltraciones de Aguas Subterráneas**

Las lluvias descargan cantidades variables de agua a la superficie que al escurrir arrastran polvo, arena, hojas y otros desechos. En la mayoría de los sistemas, aunque no se permita, los escurremientos pluviales van al alcantarillado sanitario y por lo tanto constituyen una parte importante del caudal que se conduce por éste.

En algunas localidades se tienen sistemas de drenaje pluvial por lo que estos escurremientos se colectan y disponen de forma separada y no se mezclan con las aguas negras. Por el volumen que aportan los escurremientos pluviales generan problemas en las tuberías del alcantarillado sanitario y en las plantas de tratamiento, en las que se deben tener estructuras para derivar los excesos pluviales y evitar interferencias en el proceso.

El lavado de pisos de cocheras, patios y talleres caseros puede aportar residuos de diversos materiales como rebabas metálicas, arenas, vidrio, plástico, etc.

La red de alcantarillado sanitario generalmente va enterrada y en algunos tramos puede quedar por abajo del nivel freático, por ello existe la posibilidad de que se infiltre el agua subterránea por las juntas de la tubería ya que no siempre quedan bien ajustadas. Puesto que en las alcantarillas el flujo no es a presión sino por gravedad las infiltraciones no solamente son posibles, sino que siempre son considerables. Para minimizar este problema actualmente los sistemas de alcantarillado deben construirse con tuberías de junta hermética o con materiales impermeables como PVC, PEAD y otros. El caudal que se fuga de las tuberías de agua potable eventualmente también puede drenar por el alcantarillado sanitario.

## **2.3 NATURALEZA DE LAS AGUAS RESIDUALES**

Las aguas negras consisten de agua y de los sólidos disueltos y suspendidos en ella. La cantidad de sólidos es generalmente muy pequeña, casi siempre menos de 0.1 % en peso, pero es la fracción que presenta el mayor problema para su tratamiento y disposición. El agua provee solamente el volumen y es el vehículo para el transporte de los sólidos.

### **2.3.1 SÓLIDOS DE LAS AGUAS RESIDUALES**

Los sólidos de las aguas negras pueden clasificarse en dos grupos generales según su composición o su condición física. Teniéndose así, sólidos orgánicos e inorgánicos que a su vez pueden estar suspendidos o disueltos.

**Sólidos Orgánicos.**- En general son de origen animal o vegetal, incluyen los desechos de la vida vegetal y animal, la materia animal muerta, organismos o tejidos vegetales, aunque también pueden incluirse compuestos orgánicos sintéticos. Son elementos que contienen carbono, hidrógeno y oxígeno, si bien algunos pueden estar combinados con nitrógeno, azufre y fósforo.

Los grupos principales son las proteínas, los hidratos de carbono y las grasas, juntos con sus productos de descomposición, están sujetos a la descomposición y degradación por la actividad de las bacterias y de otros organismos vivos, además son combustibles.

**Sólidos Inorgánicos.-** Son sustancias inertes que no están sujetas a degradación. Ciertos compuestos minerales hacen excepción y bajo ciertas condiciones pueden descomponerse en sustancias más simples como sucede con los sulfatos que se reducen a sulfuros. A estos sólidos también se les conoce como sustancias minerales y entre ellos se encuentran: arena, grava, cieno y sales minerales del agua de abastecimiento que producen su dureza y contenido mineral. Generalmente estos sólidos no son combustibles.

De acuerdo a su condición física los sólidos pueden clasificarse como sólidos suspendidos, sólidos coloidales y sólidos disueltos, cada uno de estos grupos se tendría para los sólidos orgánicos e inorgánicos.

**Sólidos Suspendidos.-** Son aquellos que están en suspensión y que a simple vista son perceptibles en el agua; se pueden separar de las aguas residuales por medios físicos o mecánicos como sedimentación o filtración. Se definen como los sólidos que quedan retenidos por la capa filtrante, de asbesto, en un crisol Gooch. Incluye las partículas flotantes mayores que consisten en arena, polvo, arcilla, sólidos fecales, papel, astillas, partículas de alimento y de basura y otros materiales similares. Están constituidos aproximadamente por un 70 % de sólidos orgánicos y un 30 % de sólidos inorgánicos, siendo la mayor parte de estos últimos arena y polvo.

Los sólidos suspendidos, a su vez, se dividen en dos partes: sólidos sedimentables y sólidos coloidales.

**Sólidos Sedimentables.-** Son la porción de los sólidos suspendidos cuyo tamaño y peso es suficiente para que sedimenten en un periodo de tiempo determinado, que generalmente es de una hora (en un cono de Imhoff). Están constituidos aproximadamente en un 75 % de sólidos orgánicos y en un 25 % de sólidos inorgánicos. Generalmente su resultado se expresa en mililitros de sólidos por litro de aguas residuales, aunque también se da en partes por millón en peso.

**Sólidos Coloidales Suspendidos.-** Se definen de manera indirecta como la diferencia entre los sólidos suspendidos totales y los sólidos suspendidos sedimentables.

Una parte de éstos sedimentaría si el periodo de reposo de la prueba del cono de Imhoff fuera mayor de una hora pero la mayor parte permanecería en suspensión durante periodos mayores de varios días o aún más. Constituyen la fracción de los sólidos suspendidos totales (cerca del 40 %) que no pueden eliminarse fácilmente recurriendo a tratamientos físicos o mecánicos pero que no pasan por la capa filtrante de asbesto del crisol de Gooch. Son de composición orgánica en unas dos terceras partes y de inorgánica en el resto, están sujetos a una rápida degradación y son un factor importante en el tratamiento y disposición de las aguas residuales.

**Sólidos Disueltos.-** El termino de sólidos disueltos usado comúnmente, estrictamente no es correcto, ya que no todos los sólidos están realmente disueltos puesto que se incluyen algunos en estado coloidal. De acuerdo con la costumbre se incluyen los sólidos que pasan por la capa filtrante de asbesto de un crisol Gooch. De los sólidos disueltos totales aproximadamente el 90 % realmente están disueltos y un 10 % se encuentran en estado coloidal. Los sólidos disueltos están compuestos por un 40% de sólidos orgánicos y un 60 % de inorgánicos. La parte coloidal contiene un mayor porcentaje de materia orgánica que la verdaderamente disuelta debido a que ésta incluye todas las sales minerales del agua de abastecimiento.

**Sólidos Totales.-** Incluye todos los constituyentes sólidos de las aguas residuales, consecuentemente son la totalidad de los sólidos orgánicos e inorgánicos o el total de los sólidos suspendidos y disueltos.

En las aguas residuales domésticas, de composición media, cerca de la mitad son orgánicos y la otra mitad inorgánicos y aproximadamente unas dos terceras partes están en solución y una tercera parte en suspensión. La mitad orgánica de los sólidos sujetos a degradación es la que constituye el problema principal en el tratamiento de las aguas negras.

Las cantidades de sólidos antes señalados se basan en aguas residuales de tipo doméstico de composición media, si bien se debe considerar que las aportaciones de aguas residuales varían de un sitio a otro, de acuerdo a la hora y al día de la semana y en función de las diferentes aportaciones industriales, infiltraciones y demás variables en los usos que le pueden dar al agua suministrada.

### **2.3.2 GASES DISUELTOS EN LAS AGUAS NEGRAS**

Las aguas negras contienen en pequeñas y variables concentraciones algunos gases disueltos, entre los más importantes se encuentra el oxígeno que está presente en el agua de abastecimiento y disuelto también cuando se ponen en contacto el aire y las aguas negras que fluyen. Este último se conoce como oxígeno disuelto y es un componente muy importante de las aguas negras, que además pueden contener otros gases como bióxido de carbono que resulta de la descomposición de la materia orgánica, nitrógeno disuelto de la atmósfera, ácido sulfhídrico que se forma por la descomposición de los compuestos orgánicos del azufre. Aunque estos gases están presentes en pequeñas cantidades su función es importante en la descomposición y tratamiento de los sólidos de las aguas negras e indican significativamente el progreso de los procesos de tratamiento.

Las aguas negras pueden contener líquidos volátiles como la gasolina, si bien puede haber otros líquidos volátiles que por lo general hierven a menos de 100°C.

### **2.3.3 COMPOSICIÓN BIOLÓGICA DE LAS AGUAS RESIDUALES**

Las aguas residuales contienen incontables organismos vivos que son microscópicos, son la parte viva natural de la materia orgánica que se encuentra en las aguas negras y su presencia es de gran importancia ya que es otro de los motivos del tratamiento de estas aguas. Puede decirse que estos microorganismos son quienes realizan el trabajo de depuración en las plantas de tratamiento por lo que es muy importante conocerles para poder mantener condiciones adecuadas para su supervivencia.

Estos microorganismos pertenecen a dos tipos principales; bacterias y otros organismos vivos más complejos.

**Bacterias.-** Son microorganismos vivos compuestos de una sola célula y su proceso vital así como sus funciones son similares a las de un vegetal. Algunas bacterias son móviles y otras inmóviles, requieren como todos los seres vivos alimento, oxígeno y agua, y solo pueden existir cuando el medio ambiente provee estos requerimientos. Como resultado de sus procesos vitales las bacterias dan origen a su vez a productos de desecho. Las bacterias se clasifican en dos grupos: bacterias parásitas y bacterias saprofitas.

**Bacterias Parásitas.-** Normalmente viven a expensas de otro organismo vivo llamado huésped, porque requieren de alimento ya preparado para consumirlo, generalmente no se desarrollan fuera del cuerpo del huésped. Las bacterias parásitas que tienen importancia en las aguas residuales provienen del tracto intestinal de las personas y animales (seres de sangre caliente) cuyas deyecciones van a parar a las aguas residuales. Entre las bacterias parásitas se encuentran ciertos tipos específicos que durante su desarrollo en el cuerpo del huésped producen compuestos tóxicos o venenosos que causan enfermedad al huésped, éstas se conocen como bacterias patógenas, y están presentes en personas afectadas por tifoidea, disentería, cólera y otras enfermedades intestinales.

**Bacterias Saprofitas.-** Son las que se alimentan de materia orgánica muerta, de tal forma que descomponen los sólidos orgánicos para obtener el sustento necesario y producen a su vez sustancias de desecho que consisten en sólidos orgánicos e inorgánicos. Por esta razón son de suma importancia en los procesos de tratamiento de aguas negras que tienen como fundamento facilitar o acelerar la descomposición natural de los sólidos orgánicos. Existen diversas especies de bacterias saprofitas y cada una desempeña un papel específico en la descomposición de los sólidos orgánicos, cada especie tiende a morir una vez cumplida su misión en el proceso de descomposición.

Las bacterias ya sean parásitas o saprofitas necesitan de oxígeno para su respiración, además de alimento. Algunas de ellas solo pueden usar el oxígeno disuelto que también se le llama libre o molecular, a éstas se les conoce como bacterias aerobias y al proceso de descomposición de sólidos orgánicos que realizan se le conoce como descomposición aerobia, oxidación o degradación y se caracteriza porque se lleva a cabo en presencia de oxígeno disuelto sin que se produzcan olores ofensivos o desagradables. Otros tipos de bacterias no pueden existir en presencia de oxígeno disuelto y lo obtienen del contenido de oxígeno de los sólidos orgánicos y de algunos inorgánicos, que se hace aprovechable en la descomposición de los sólidos. A éstas se les conoce como bacterias anaerobias y al proceso de degradación que llevan a cabo se le llama descomposición anaerobia o putrefacción, ya que se da en ausencia de oxígeno disuelto se caracteriza porque produce olores ofensivos y desagradables.

Son tan complejas las reacciones que se verifican en la degradación de la materia orgánica que ciertos tipos aerobios se adaptan por sí mismos a vivir y funcionar en ausencia de oxígeno disuelto y se conocen como bacterias aerobias facultativas; por el contrario algunas variedades de bacterias anaerobias llegan a vivir y desarrollarse en presencia de oxígeno disuelto y por ello se les conoce como bacterias anaerobias facultativas.

Además de alimento y oxígeno las bacterias requieren de humedad para sobrevivir, por lo que las aguas residuales resultan el medio ideal. Para lograr una eficiencia máxima en su función las bacterias requieren de una temperatura favorable, ya que son muy susceptibles a los cambios de ésta en lo que respecta a su desarrollo y reproducción.

La gran mayoría de los tipos saprofitos prosperan mejor a temperaturas que varían de 20 °C a 40 °C, este tipo se conocen como bacterias mesofílicas, las variaciones fuera de este rango limitan la actividad de las bacterias mesofílicas eliminándose prácticamente a temperaturas extremadamente bajas o altas. La digestión mesofílica de los lodos se lleva a cabo más rápidamente a 35 °C. Otras bacterias viven mejor a altas temperaturas dentro del ámbito de 55 °C a 60 °C, éstas se conocen como tipos termofílicas. Unos cuantos tipos de bacterias encuentran sus condiciones óptimas a bajas temperaturas, desde 0 °C hasta 5 °C, éstas se conocen como bacterias psicofílicas.

En consecuencia las temperaturas son de primordial importancia en la operación de los procesos de tratamiento de las aguas residuales.

Cuando todas las condiciones ambientales como el abastecimiento de alimento, el oxígeno, la humedad y la temperatura se mantienen en forma adecuada y en cantidades suficientes para el pleno funcionamiento de las bacterias, la descomposición de los sólidos de las aguas negras se lleva a cabo de manera naturalmente ordenada.

Otros Organismos Microscópicos.- Además de las bacterias en las aguas residuales se encuentran otros organismos vivos microscópicos que están presentes en gran cantidad, aunque no en densidades tan grandes como las diversas especies de bacterias. Estos microorganismos tienden a ser mayores y de estructura más compleja que las bacterias, algunos son animales y otros vegetales. Todos provienen del suelo o de los desechos orgánicos que van a formar parte de las aguas residuales. Algunos son móviles y otros no, pueden ser aerobios, anaerobios y facultativos. Estos organismos también actúan en la descomposición y degradación de los sólidos orgánicos de las aguas negras, emplean los sólidos como alimento y producen desechos cuya estructura química es más sencilla, que frecuentemente sirven como alimento a ciertos tipos de bacterias saprofitas. Muchas de las formas más grandes son predadores por naturaleza y predominan sobre otros organismos, especialmente sobre las bacterias.

Organismos Macroscópicos.- Además de los grupos de organismos microscópicos, otros organismos visibles a simple vista toman parte de la descomposición de la materia orgánica. Entre éstos se incluyen algunas variedades de gusanos e insectos en diversos estados de desarrollo. Algunos son activos aprovechando los recursos del tratamiento de las aguas negras y otras prevalecen en corrientes altamente contaminadas por aguas negras u otros desechos orgánicos.

Algunas formas de estos organismos microscópicos y macroscópicos son indispensables para la descomposición ordenada de la materia orgánica en la naturaleza y por consiguiente son igualmente esenciales en los procesos de las plantas de tratamiento de aguas negras. De hecho los organismos biológicos son los que en realidad llevan a cabo el proceso de tratamiento y la única responsabilidad del operador consiste en procurar las condiciones ambientales adecuadas que mejor se ajusten a ellos.

Virus.- En las aguas negras hay otra forma de vida que son los virus, éstos son aún más pequeños que los organismos microscópicos antes señalados y no pueden ser observados con un microscopio común de los que se usan en los trabajos de bacteriología. No tienen un papel importante en el tratamiento de las aguas residuales, su importancia estriba en que como las bacterias patógenas son agentes causales de cierto número de enfermedades en el hombre. Algunos como el virus de la hepatitis se desarrollan en el intestino del hombre y son arrastrados por las materias fecales a las aguas residuales.

### 2.3.4 CAMBIOS QUÍMICOS EN LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS NEGRAS

La actividad de la vida biológica en las aguas residuales produce muchos cambios en la composición química de sus sólidos. Estos cambios químicos, aunque en realidad son bioquímicos (ya que se llevan a cabo debido al desarrollo biológico) no solamente indican la actividad de los microorganismos sino que miden también el grado de descomposición de los sólidos y por ende la eficacia de cualquier proceso de tratamiento particular.

En el tratamiento de las aguas residuales, por medio de sedimentación se disminuyen los sólidos suspendidos, en especial aquellos que corresponden a la fracción sedimentable. Los cambios bioquímicos producen sobre los sólidos coloidales o no sedimentables una eliminación de aire de las moléculas de agua retenidas en ellos, esto propicia que se aglomeren o floculen formando sólidos más pesados o sedimentables. Estos sólidos sedimentados tanto orgánicos como inorgánicos que se separan se conocen como lodos y arenas.

Por la descomposición anaeróbica el oxígeno es eliminado de los compuestos complejos y se forman otros más sencillos. Tales reacciones bioquímicas continúan y paso a paso los componentes complejos se degradan hasta que se llega a un producto final formado de productos inorgánicos y orgánicos estables.

Los sólidos orgánicos complejos de las aguas residuales son compuestos del elemento carbono en combinación con otros elementos como el nitrógeno, el azufre, el fósforo, el oxígeno y otros, con frecuencia retienen moléculas de agua íntimamente ligadas.

En el proceso de descomposición aerobia el oxígeno se combina con estos elementos de manera que los productos finales de los cambios bioquímicos cuando se llevan a cabo en forma completa, son el bióxido de carbono, el agua, los nitratos, sulfatos, fosfatos y otras sustancias similares a las que usualmente se les llama sales minerales, éstas generalmente son similares a los sólidos inorgánicos de las aguas negras y sirven como fertilizantes o alimento para producir nueva materia orgánica compleja mediante el desarrollo vegetal.

Durante las etapas de la descomposición bioquímica se forman productos intermedios, que incluyen ácidos orgánicos e inorgánicos, gases como el ácido sulfhídrico, metano, bióxido de carbono y en muchas ocasiones gases de olor ofensivo que resultan de los cambios bioquímicos de los compuestos orgánicos sulfurados.

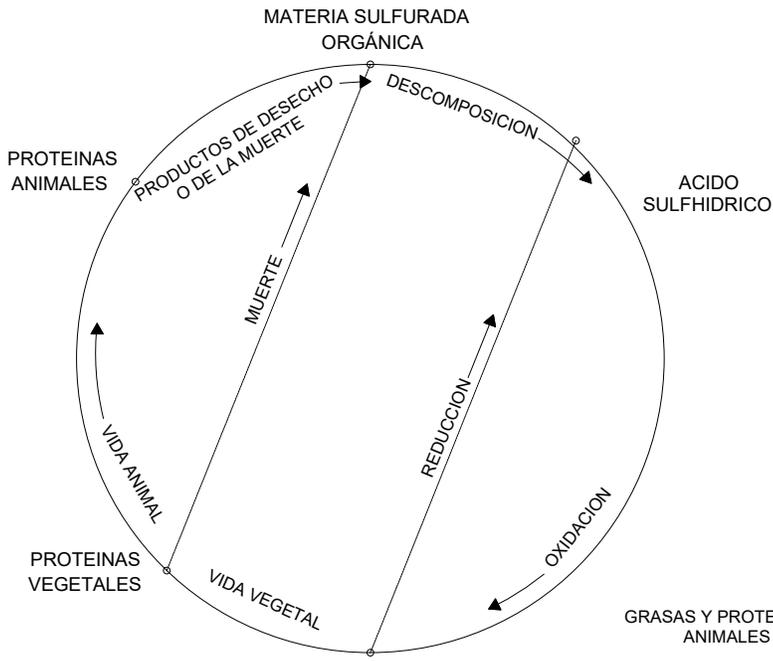
El proceso de los cambios bioquímicos queda bien ilustrado en los ciclos del nitrógeno, el carbono y el azufre, que se presentan en la **figura No 2.1**, en la que se ilustran los pasos o etapas a través de los que pasa la materia orgánica que contiene nitrógeno, carbono o azufre, por su descomposición, a productos aprovechables por la vida vegetal, de la que depende a su vez la vida animal. Por su parte la vida animal a través de sus productos de desecho, muerte y degradación acaba en materia orgánica muerta iniciándose así otra vez los ciclos.

En los tres ciclos, la mitad de la izquierda de las figuras corresponde a la materia viva, mientras que la otra mitad se refiere a la materia muerta o de desecho. El tratamiento de las aguas residuales y su disposición quedan en la mitad del lado derecho.

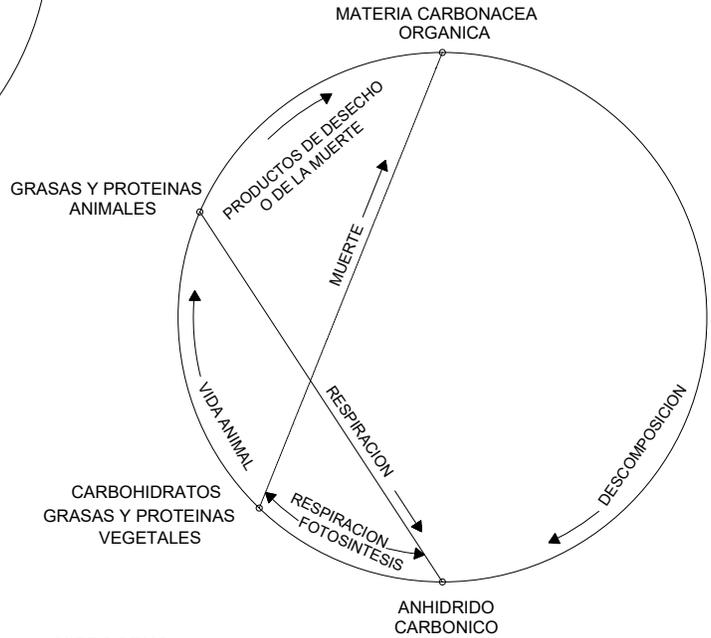
Los tres ciclos ilustran la conservación de la materia en la naturaleza. Los productos de la muerte se transforman en el soporte de la vida vegetal y animal. El aire y el agua sirven como enormes depósitos en los que se almacena el oxígeno, el nitrógeno, el bióxido de carbono y otros gases producidos en una parte del ciclo hasta que sean requeridos en otra parte.

El tratamiento de las aguas negras no altera ni modifica los procesos naturales, una planta de tratamiento no es sino un dispositivo que sirve para situar en el lugar más adecuado, un espacio en el que los procesos naturales de descomposición de la materia orgánica muerta se llevan hasta donde sea necesario, y hasta cierto grado se controlan y aceleran.

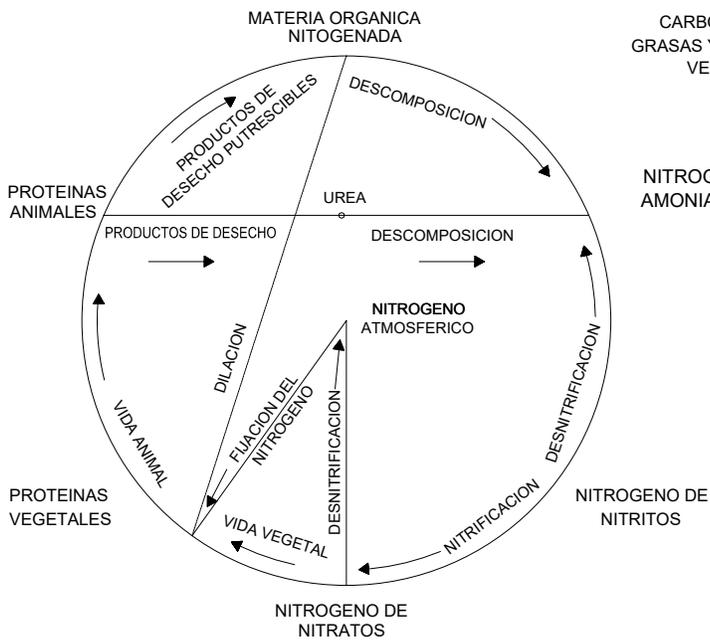
En los cambios bioquímicos de las aguas residuales el oxígeno disuelto tiene un papel muy importante ya que cuando está presente en las aguas negras o cuando se agrega mediante dispositivos de tratamiento asegura el desarrollo y la actividad de los microorganismos aerobios y con ello el progreso de la descomposición aeróbica, sin dar lugar a putrefacciones. Cuando se ha agotado completamente el oxígeno disuelto los organismos aerobios son remplazados por variedades anaerobias, teniendo lugar la descomposición anaerobia asociada a una rápida putrefacción y a la correspondiente apariencia negra y desagradable de las aguas junto con los olores ofensivos. Aunque otros gases disueltos en las aguas negras no controlan las actividades biológicas en el grado en que lo hace el oxígeno disuelto su función también es importante. El ácido sulfhídrico que es un gas de olor repugnante es el resultado de la descomposición anaerobia de los compuestos que tienen azufre y dan origen a un estado de acidez que puede afectar ulteriores reacciones bioquímicas y que ejerce reacción corrosiva sobre las estructuras de la planta. Cuando hay bióxido de carbono en cantidades excesivas significa que está teniendo lugar la descomposición ácida de los sólidos, con la resultante disminución de la velocidad de degradación. En el caso de la digestión de los lodos la producción de bióxido de carbono disminuye la generación de gas combustible que es un producto valioso en esa operación.



**CICLO DEL AZUFRE**



**CICLO DEL CARBONO**



**CICLO DEL NITROGENO**

FIG. No. 2.1

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN

## CAPÍTULO 3

### 3 PARÁMETROS CON QUE SE CARACTERIZAN LAS AGUAS RESIDUALES

Como anteriormente se mencionó las aguas residuales pueden contener en solución o en suspensión una serie de compuestos orgánicos e inorgánicos, unos degradables o transformables y otros acumulables. Los hay también que pueden presentar potencial tóxico o inhibir los procesos fisiológicos de los microorganismos.

La cantidad o la concentración de compuestos orgánicos presentes en las aguas residuales generalmente se cuantifican o miden en términos de la demanda de oxígeno que es necesaria para su estabilización, o bien en términos de su contenido de carbono. En el primer caso se utilizan los ensayos de laboratorio para la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), la Demanda Química de Oxígeno (DQO) o la Demanda Total de Oxígeno (DTO). En el segundo caso se utiliza el ensayo de Carbón Orgánico Total (COT).

La DBO es el parámetro que más se utiliza para determinar la cantidad de materia orgánica contenida en las aguas negras, y que se reducirá mediante los procesos que se verifican en los sistemas de tratamiento, de tal modo que entre mayor sea la DBO más grande será el contenido (contaminación) de materia orgánica.

La materia orgánica se reduce una vez que se abate la Demanda Bioquímica de Oxígeno, sin embargo aun permanece en el agua tratada la mayor parte de los microorganismos patógenos que deberán eliminarse ya sea mediante un proceso de desinfección o en lagunas de estabilización que específicamente se diseñan para este fin.

Se puede decir que hay tres grupos de parámetros que se determinan en la caracterización de las aguas residuales: parámetros orgánicos, parámetros inorgánicos y microorganismos biológicos.

Las pruebas de laboratorio utilizadas para caracterizar el contenido de materia orgánica de una muestra de aguas residuales tienen como objetivo último indicar cuál es el consumo o demanda potencial de oxígeno que esas aguas residuales ejercerán sobre el cuerpo de agua receptor. De hecho todos los análisis se traducen en términos de tal demanda ya sea directamente o mediante correlaciones con parámetros que evalúen esa demanda.

#### 3.1 PARÁMETROS ORGÁNICOS

Los parámetros o indicadores orgánicos de mayor utilización e importancia en la caracterización de las aguas residuales se definen en términos de la demanda de oxígeno que exhibe la muestra o en términos de la concentración de carbono orgánico. A continuación se presenta una breve descripción de los principales parámetros, DBO, DQO, DTO y COT, así como de las interrelaciones que existen entre ellos.

Las Pruebas de laboratorio utilizadas para caracterizar el contenido de materia orgánica de una muestra de aguas residuales tienen como objetivo último indicar cual es el consumo potencial, o la demanda de oxígeno que dichas aguas ejercerán sobre el cuerpo de agua receptor.

##### 3.1.1 DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO)

Esta prueba o ensayo de laboratorio es el que mayor significado tiene dentro del grupo de parámetros mediante los que rutinariamente se caracterizan las aguas residuales. A la Demanda Bioquímica de oxígeno se la define como la cantidad de oxígeno necesaria para que una población microbiana heterogénea estabilice la materia orgánica biodegradable presente en la muestra de aguas residuales.

La estabilización de la materia orgánica resulta de los procesos en que los microorganismos utilizan la propia materia, que es requerida para derivar de ella la energía necesaria para sus procesos vivientes y para sintetizar más masa celular. En tal actividad el oxígeno es necesario para lograr que el carbono y el nitrógeno alcancen sus estados de mayor oxidación. La DBO representa, por lo tanto, una medida indirecta de la concentración de materia orgánica e inorgánica degradable o transformable biológicamente.

La DBO está sujeta a muchas variables y restricciones, especialmente cuando se trata de caracterizar aguas residuales industriales. A continuación se presentan algunas consideraciones generales sobre estas variables y restricciones.

### 3.1.1.1 Tiempo de Incubación

El tiempo necesario para la estabilización completa de la materia orgánica presente en las aguas residuales depende por lo general de la naturaleza del desecho, aunque es común considerar que al cabo de 20 días se logra una buena oxidación. A este ensayo de laboratorio se le denomina Demanda Bioquímica de Oxígeno Última DBO<sub>u</sub> o DBO<sub>20</sub>. Sin embargo, la prueba o ensayo normal se realiza midiendo la cantidad de oxígeno consumido al cabo de cinco días y se reporta como DBO<sub>5</sub>.

El tiempo de incubación de la DBO es muy importante en el proceso de satisfacción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno.

El mecanismo de oxidación más aceptado indica que la reacción bioquímica procede en dos etapas. En la primera, que puede tener una duración que varía entre 12 y 60 horas los microorganismos presentan una alta tasa de crecimiento debido a la asimilación de materia orgánica. La segunda etapa procede más lentamente y en ella los microorganismos utilizan y oxidan la materia orgánica asimilada y se autooxidan.

### 3.1.1.2 Nitrificación

Los conceptos anteriormente descritos se refieren al consumo de oxígeno en la oxidación de la fracción carbonácea de la muestra de aguas residuales. Generalmente se considera que el ensayo de la DBO solo mide esta fracción. Sin embargo, en el proceso bioquímico que ocurre también puede tener lugar la oxidación del material nitrogenado, lo que contribuye a ejercer una Demanda Bioquímica de Oxígeno.

Las anteriores reacciones de oxidación están caracterizadas por una baja tasa, es decir, la reacción procede muy lentamente. Cuando se le compara con la velocidad a la que se oxida el material carbonáceo se podrá constatar que la tasa de reacción de oxidación del material nitrogenado es mucho menor. Aunque ambas reacciones pueden ocurrir simultáneamente, la nitrificación sólo se inicia cuando se ha satisfecho parcialmente la demanda de oxígeno de la fracción carbonácea. En la **figura No 3.1** se muestra la representación gráfica de estas reacciones.

Si se quiere determinar únicamente la Demanda Bioquímica de Oxígeno ejercida por la fracción carbonácea de las muestras de aguas residuales se puede adicionar a la muestra algún reactivo que cumpla la función de inhibir el proceso de nitrificación, de tal manera que sólo se satisfaga la DBO ejercida por la fracción carbonácea. O bien se permite que tenga lugar la nitrificación y se resta a la demanda total ejercida.

Sin embargo, es preciso señalar que salvo circunstancias especiales debe admitirse la demanda de oxígeno ejercida por el material nitrogenado, puesto que la nitrificación por lo general siempre se presenta, particularmente cuando las aguas residuales ya han recibido algún tratamiento biológico. Por lo tanto, es buena práctica incluirla en el cálculo total de oxígeno que se demanda, pues así va a ocurrir en la corriente de agua receptora de la descarga de aguas residuales.

### 3.1.1.3 Otros Factores

Algunos factores ambientales, especialmente la temperatura y el pH pueden afectar los resultados de la DBO. Por ello se especifica que el ensayo debe realizarse a una temperatura de 20 °C. Sin embargo, en muchas ocasiones no es posible satisfacer esta exigencia, pues las condiciones reales del laboratorio o de campo no lo permiten, y por consiguiente se usan otras temperaturas de incubación. En tal caso, es necesario corregir el valor de la DBO obtenido en el laboratorio, mediante el uso de un factor de corrección.

El factor de error más común en la determinación de la prueba de DBO se debe al uso de "semilla biológica" no aclimatada o adaptada a las aguas residuales cuya DBO se quiere determinar. Por consiguiente, se aconseja como una práctica sana, aclimatar el cultivo que se va a usar como "semilla" a cada agua residual cuya DBO se va a determinar.

El tiempo necesario para obtener la aclimatación depende del carácter del desecho y de la naturaleza de la semilla. Para aguas residuales domésticas o mezclas de éstas con aguas residuales industriales se puede obtener la aclimatación o adaptación en menos de una semana.

Algunos materiales o compuestos tóxicos presentes en la muestra de aguas residuales pueden interferir significativamente con los resultados de la DBO al tener un efecto biotóxico o bacteriostático sobre los microorganismos que componen la semilla biológica. Este efecto generalmente se pone en evidencia por variaciones en los valores de la DBO, la cual aumenta al aumentar la dilución de la muestra. Lo anterior es un índice de presencia de materias tóxicas y, por lo tanto, será necesario predeterminar el valor de dilución por encima del que los resultados de la DBO son consistentes. Si la toxicidad es debida a la presencia de metales tóxicos, su efecto puede eliminarse por quelación.

### 3.1.2 DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO (DQO)

La Demanda Química de Oxígeno (DQO) es un ensayo de laboratorio que mide el equivalente de oxígeno de la fracción de materia orgánica, presente en la muestra, que es susceptible de oxidación en un medio ácido. Se ha utilizado como parámetro para caracterizar el contenido de materia orgánica de las aguas residuales desde hace más de cincuenta años, aunque a pesar de ello, aún persisten problemas de interpretación de los valores de la DQO debido a la multitud de variables que pueden afectar el valor de la DQO de una muestra de aguas residuales.

Generalmente se debe esperar que el valor de la Demanda Bioquímica de Oxígeno Última (DBO<sub>u</sub>), se aproxime al valor de la DQO. Sin embargo, algunos factores determinan que lo anterior no suceda así, especialmente en el caso de las aguas residuales industriales. Entre estos factores se pueden mencionar:

- a) Muchos compuestos orgánicos que son oxidables químicamente, no son oxidables bioquímicamente.
- b) Algunos compuestos inorgánicos tales como los sulfuros, sulfitos, tiosulfatos, vitritos y hierro ferroso son susceptibles a la oxidación, elevando así el valor de la DQO, lo que conduce a errores cuando sólo se desea determinar la DQO debida al contenido de materia orgánica de la muestra de aguas residuales.
- c) Los resultados de la DBO, pueden estar afectados por el uso de semilla biológica sin aclimatar adecuadamente, lo que conduce a valores bajos de la DBO. La prueba de la DQO es independiente de tal variable.
- d) Los cloruros interfieren con el ensayo de la DQO, y se debe prever esta interferencia, ya que se pueden presentar valores altos de la DQO debidos a la oxidación de los cloruros. Si bien existen métodos para eliminar esta interferencia.

### **3.1.3 CARBONO ORGÁNICO TOTAL (COT)**

Este ensayo involucra la oxidación de la materia orgánica mediante un proceso de combustión, hasta que se obtiene dióxido de carbono y agua. El  $\text{CO}_2$  liberado es atrapado en una solución cáustica normalizada y por titulación se mide la cantidad atrapada y de allí se obtiene el valor del COT.

Este ensayo se ha utilizado desde hace bastante tiempo, sin embargo, los métodos de laboratorio que se utilizaban requerían de un tiempo considerable en el proceso de combustión, por lo que su uso no fue muy frecuente. Hace algunos años se desarrolló un instrumento de laboratorio con el que se puede determinar el COT en un tiempo rápido y de una manera bastante simplificada.

La determinación del COT está libre de muchas de las variables, restricciones e interferencias que afectan las pruebas de DBO y de DQO, con lo que los resultados son más reproducibles y por lo tanto más confiables. La concentración de carbono orgánico total de las aguas residuales es una medida del grado de contaminación, que puede correlacionarse con la DQO y ocasionalmente con la DBO. Puesto que el tiempo que toma una determinación de COT, empleando el analizador de carbono, es de sólo unos minutos es evidente el interés de emplear este parámetro, especialmente ya que se pueden establecer correlaciones de COT-DBO o COT-DQO.

### **3.1.4 DEMANDA TOTAL DE OXÍGENO (DTO)**

La determinación de la Demanda Total de Oxígeno se obtiene por la medición de la concentración de oxígeno presente en una corriente de nitrógeno,  $\text{N}_2$  que es el gas transportador.

El nitrógeno fluye a través de una cámara de combustión, catalizada con platino en donde los componentes oxidables de la muestra son convertidos a óxidos estables. El oxígeno que se encuentra en el gas transportador genera una superficie catalizadora, que temporalmente altera el equilibrio de oxígeno del catalizador. Esta disminución se mide en una celda electrolítica detectora y se relaciona directamente con la demanda de oxígeno de la muestra.

La Demanda Total de Oxígeno (DTO) de una sustancia tal como se determina en este analizador, incluye sustancias orgánicas e inorgánicas, con diversas eficiencias de reacción.

El valor de la demanda de oxígeno de los compuestos orgánicos tal como se determina con el analizador de DTO, se aproxima mucho más a la demanda teórica de oxígeno, que el valor obtenido a partir de los métodos químicos.

Tanto la Demanda Química de Oxígeno (DQO), como la Demanda Total de Oxígeno (DTO), miden la concentración de contaminantes orgánicos e inorgánicos oxidables presentes en una muestra de aguas residuales.

### **3.1.5 CORRELACIONES ENTRE LOS DISTINTOS PARÁMETROS ORGÁNICOS**

En algunos casos puede ser importante establecer la correlación entre los parámetros antes señalados, si bien en el caso de aguas residuales domésticas no es relevante, si no hay evidencia de errores en la determinación de DBO o de interferencia de aguas residuales de origen industrial. En el caso de aguas residuales industriales es necesario establecer estas correlaciones ya que los rendimientos de las pruebas de DBO y DQO varían con el tipo de compuestos que estén presentes en la muestra.

#### **3.1.5.1 Correlaciones entre la DBO y la DQO**

La correlación entre la Demanda Bioquímica de Oxígeno, DBO, y la Demanda Química de Oxígeno, DQO, se puede obtener fácilmente para la mayoría de las aguas residuales. De la correlación que con frecuencia se encuentra, se puede inferir que una fracción de materia orgánica presente en una muestra de aguas residuales que puede ser oxidada por el dicromato y por lo tanto medida por la DQO, no es

oxidada bioquímicamente ya sea por no ser biodegradable, o bien por ser resistente a la oxidación bioquímica y por lo tanto no es medible por la DBO. La correlación entre la DBO y la DQO fluctúa entre 1.6 y 1.8, sin embargo muy frecuentemente se toma como 2.

Las correlaciones entre la DBO, la DQO y el COT tienen poca relevancia en las aguas residuales y prácticamente no se utilizan.

La correlación entre la DBO y el COT para el caso de las aguas residuales domésticas sin tratamiento fluctúa entre 1.35 y 2.62. En la práctica se encuentra que la correlación entre la DQO y el COT varía entre cero (0) y 5.33 debido a la resistencia a la oxidación por dicromato que presentan algunos compuestos orgánicos.

Cabe señalar que en nuestro medio los ensayos de COT y DTO prácticamente no se utilizan, en cambio la DBO es el parámetro básico para diseño, y la determinación de la DQO es importante pues refleja el total de la materia susceptible de oxidación.

### **3.1.6 OTROS PARÁMETROS ORGÁNICOS**

Como consideración final es preciso afirmar que existen otros parámetros diferentes de la DBO, la DQO, la DTO y el COT para medir los componentes orgánicos de las aguas residuales. Entre ellos vale la pena destacar los ensayos de contenido de aceites, grasas, fenoles y otros compuestos orgánicos que contienen grupos funcionales potencialmente tóxicos. Usualmente en una caracterización de aguas residuales domésticas se deberán tomar muestras para determinar el contenido de grasas y aceites.

Cabe señalar que en nuestro medio los ensayos de COT y DTO prácticamente no se utilizan, en cambio la DBO es el parámetro básico para diseño, y la determinación de la DQO es importante pues refleja el total de la materia susceptible de oxidación.

## **3.2 PARÁMETROS INORGÁNICOS**

Al caracterizar una muestra de aguas residuales es preciso incorporar entre las series de ensayos de laboratorio las determinaciones de algunos compuestos inorgánicos. En la descripción de los ensayos orgánicos se indica la necesidad de conocer el contenido de algunos compuestos inorgánicos presentes en la muestra, pues su presencia puede distorsionar los resultados. En seguida se presenta una breve discusión de los parámetros inorgánicos más importantes.

### **3.2.1 ACIDEZ**

Un parámetro importante que se debe considerar en el análisis de las aguas residuales es el que mide la acidez de la muestra o sea su capacidad de ceder protones. Es deseable que el agua residual que se va a tratar tenga un pH cercano a 7 para que el tratamiento biológico sea efectivo.

La acidez atribuible a las fracciones no ionizadas de ácidos débilmente ionizables a la hidrólisis de sales y a la acidez mineral libre. Esta última es quizás la más importante y a veces dificulta el cálculo de los requerimientos de compuestos para la neutralización, especialmente si en las aguas residuales presentes hay varias formas de acidez mineral libre. En algunos casos los sistemas microbianos pueden reducir la acidez al oxidar bioquímicamente los ácidos grasos.

### **3.2.2 ALCALINIDAD**

En el mismo sentido general que la acidez, la alcalinidad es una prueba necesaria al caracterizar las aguas residuales. La alcalinidad es una medida de la habilidad del agua para aceptar electrones y por lo tanto es producida por bases débilmente ionizables y por bases fuertes. Es necesario evaluar su valor pues aunque el proceso de oxidación biológico contribuye a su amortiguamiento al producir dióxido de

carbono como producto final, en algunos casos se requiere neutralización para que el proceso biológico opere bien. Se ha estimado que por cada kg de DBO removida se neutralizan 0.50 kg de alcalinidad.

### **3.2.3 SÓLIDOS DISUELTOS**

Los sólidos disueltos pueden causar un efecto perjudicial a los sistemas de tratamiento biológico de las aguas residuales. Se estima que la concentración máxima permisible de sólidos disueltos es de 16,000 mg/l. Los cloruros en concentraciones que oscilan entre 8,000 y 15,000 mg/l (como cloro) también afectan al sistema de tratamiento biológico, pues no solo ayudan a reducir las tasas de remoción de la DBO sino que también disminuyen la tasa de sedimentación de los lodos.

### **3.2.4 SULFUROS**

Los sulfuros se encuentran presentes en muchas aguas residuales, bien sea en forma de mezcla de HS-H<sub>2</sub>S (según el pH) o bien como compuestos orgánicos sulfurados o como sulfuros metálicos. El efecto perjudicial de los sulfuros a los sistemas microbianos se comienza a percibir cuando las concentraciones son mayores a 100 mg/l como S.

En el caso de las lagunas de estabilización es preciso tener en cuenta que concentraciones aún tan bajas como de 7-10 mg/l afectan las poblaciones de algas.

### **3.2.5 METALES PESADOS**

La influencia que los metales pesados pueden ejercer sobre el proceso de tratamiento biológico de aguas residuales ha sido bastante estudiado, es así como se han determinado los umbrales de toxicidad para el Ca, Zn, Cd y para otros elementos más y su valor es cercano a 1.0 mg/l. Sin embargo en la literatura especializada se reporta que no se han presentado efectos nocivos para sistemas biológicos aun en concentraciones menores. La precipitación química o el intercambio iónico son un tratamiento efectivo para la reducción de metales pesados.

## **3.3 ORGANISMOS PATÓGENOS**

Para evaluar la calidad bacteriológica de las aguas residuales se determina el NMP/100 ml de coliformes fecales y coliformes totales, que son los organismos indicadores que se aceptan y se determinan en la muestra de aguas residuales.

### **3.3.1 ORGANISMOS INDICADORES**

En bacteriología del agua existen tres indicadores comúnmente usados: el grupo coliforme, el streptococcus faecalis y el clostridium perfringens. De los grupos indicados el coliforme es el que ofrece mayores ventajas.

El uso de las pruebas de detección de organismos coliformes como indicadores de la calidad bacteriológica del agua, se basa en información recopilada desde hace un siglo, principalmente en estudios sobre contaminación del agua. La prueba de coliformes fecales es una herramienta valiosa, más que la de coliformes totales, puesto que ésta excluye la presencia de organismos no fecales que pueden estar sujetos a reproducción posterior. Hasta el momento no se conoce un mejor indicador de contaminación fecal que el coliforme, por lo cual continúa su uso.

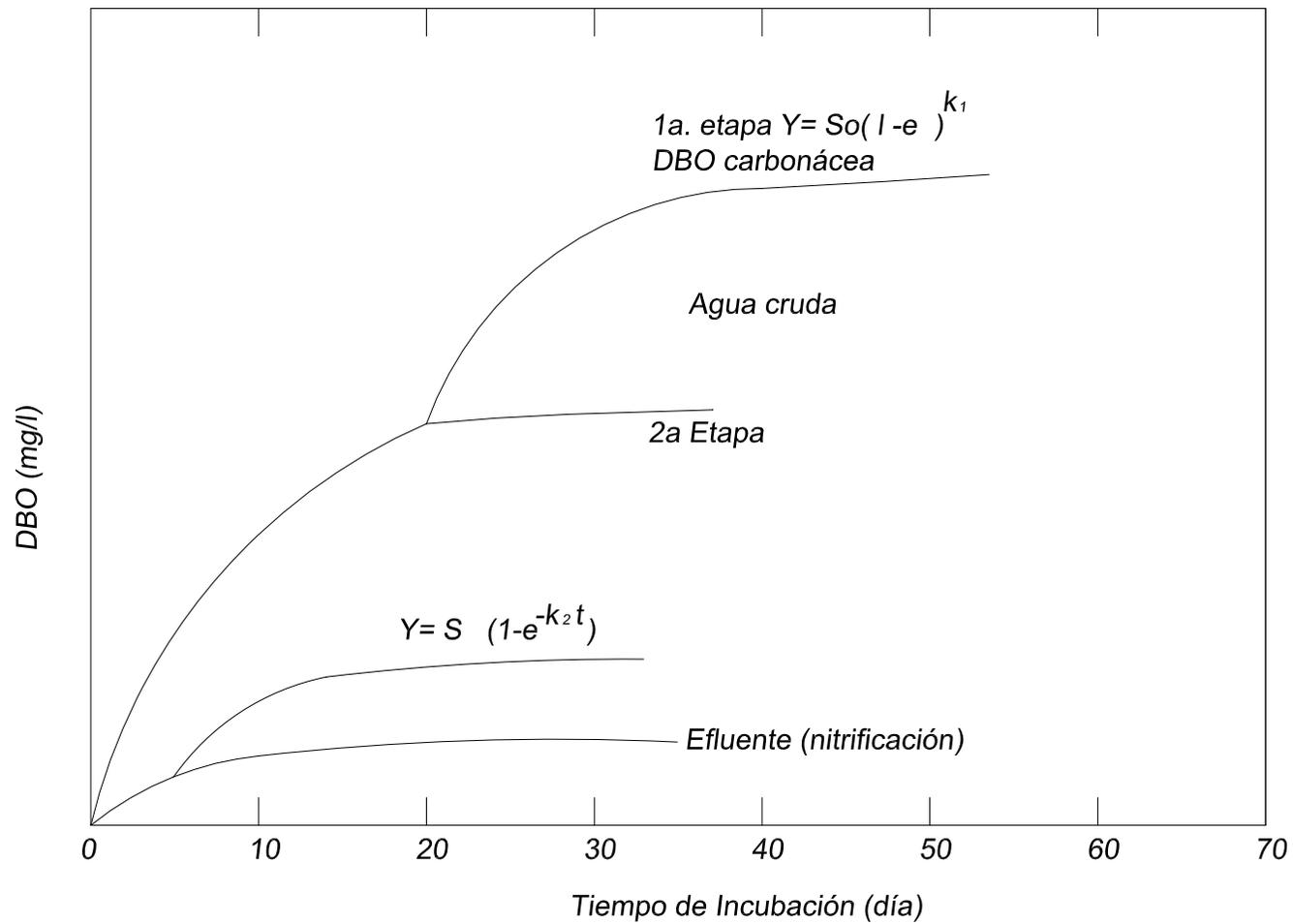


FIG. No. 3.1

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN

## CAPÍTULO 4

### 4 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN, SU HISTORIA

El empleo de lagunas para estabilizar aguas residuales o desechos orgánicos en forma casual o intencionada es tan antiguo como la misma naturaleza, sin embargo, el uso de lagunas como recurso técnico y racional para el tratamiento de aguas residuales se aceptó y se desarrolló en la segunda mitad del siglo XX. Se creía que estructuras tan simples no podían lograr las altas eficiencias que se habían observado.

Las primeras tecnologías de tratamiento de aguas residuales se desarrollaron a partir de la adecuación de la tecnología de potabilización, las primeras plantas de tratamiento pretendían lograr el tratamiento de las aguas residuales a través del proceso de clarificación y desinfección. En general estas plantas fueron muy complejas, en cambio las lagunas de estabilización son estructuras muy simples que contrastan con la complejidad de esos procesos.

Fue hasta la segunda mitad del siglo XX que los técnicos e ingenieros se interesaron en las lagunas como reactores naturales para la estabilización de las aguas residuales. La utilización de las primeras lagunas se dio en forma casual, a los primeros ingenieros e investigadores que participaron en su estudio y evaluación les pareció imposible que en estructuras tan sencillas se dieran procesos de depuración tan eficientes.

En cuanto a calidad del efluente, las lagunas de estabilización son tan eficientes como los procesos convencionales en remoción de DBO y bacterias. No sucede lo mismo con el color y turbiedad, dada la proliferación de algas que se da en las lagunas, en la mayoría de los casos los efluentes pueden tener más color y turbiedad que el influente. Esto se debe a la gran cantidad de algas que suele haber en las lagunas, se ha argumentado que como la alta remoción de 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 pueden morir al llegar al cuerpo receptor pasando nuevamente a ejercer la DBO original. Sin embargo estudios realizados indican que ello no sucede y que las algas pasan a formar parte de la cadena alimenticia de toda la biomasa del cuerpo receptor, con efectos muy diferentes a los de la materia orgánica de las aguas residuales.

#### 4.1 EXPERIENCIA EN LOS ESTADOS UNIDOS

Los Estados Unidos han sido precursores en el desarrollo de los sistemas de tratamiento de aguas residuales y particularmente en el estudio de las lagunas de estabilización. Aquí se usaron las primeras lagunas y se hicieron las primeras publicaciones sobre observaciones de estabilización de aguas residuales por medio de lagunas en presencia de algas.

En la ciudad de San Antonio Texas, al suroeste del país, en donde hay sol casi todo el año se tenía una laguna de estabilización en 1901. En un lecho filtrante (biofiltro) obstruido se observó por primera vez la estabilización fotosintética, en este estado, en 1924.

En el año de 1928 en la localidad de Fessenden, en Dakota del Norte, se instaló una nueva red de alcantarillado que, por falta de recursos económicos para la depuración de las aguas residuales, se vio obligada a dejarlas escurrir hacia un estanque que se excavó apresuradamente en las afueras de la localidad. Al cabo de dos meses, durante una inspección de funcionarios se descubrió que las aguas residuales habían adquirido un grado de depuración superior al que se les hubiera podido dar con un costoso equipo mecánico. El estanque de Fessenden continuo funcionando eficientemente durante 20 años, pero no se tomó en cuenta su descubrimiento porque se suponía que algo tan sencillo no podía actuar tan satisfactoriamente.

La primera laguna de estabilización que deliberadamente se construyó, por ingenieros, para tratar aguas residuales se instaló en Maddok, Dakota del Norte, en 1948. El comportamiento de esta laguna fue estudiado por el Servicio de Salud Pública de Estados Unidos, los resultados favorables que se dieron llevaron al departamento a convencerse de que las lagunas de estabilización podían constituir un sistema para el tratamiento de las aguas negras.

Las lagunas de estabilización significaron un cambio radical en las técnicas de tratamiento y no fueron fácilmente aceptadas por muchos ingenieros sanitarios que se resistían a creer que instalaciones tan simples pudieran sustituir a los métodos convencionales de tratamiento.

Los Departamentos de Salud de los estados de Dakota del Norte y Dakota del Sur colaboraron con el Departamento de Salud de los Estados Unidos en una investigación en que se evaluó la efectividad de las lagunas de estabilización y se manifestó que por su eficiencia las lagunas podían ser consideradas como un tratamiento adecuado de las aguas residuales.

Como resultado de las investigaciones de las Dakotas, a finales de 1955 había en esta parte de los Estados Unidos más de 100 lagunas de estabilización. En el estado de Missouri el uso de lagunas se consideró hasta 1953. A partir de esta fecha la utilización de lagunas se hizo popular en este estado, a pesar de que tuvo algunos detractores. En el año de 1955 el empleo de lagunas de estabilización se había extendido hacia el vecino estado de Kansas.

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

## **4.2 EXPERIENCIA EN AMÉRICA LATINA**

Se conoce de la existencia de lagunas que se utilizaban para retener desechos de porquerizas y establos, probablemente se buscaba proteger la calidad del agua de acequias utilizadas en el riego de hortalizas, sin embargo nunca se le dio importancia al papel que desempeñaban ni se llegaron a establecer las razones para su construcción.

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

En 1958 se construyó en Chitré, república de Panamá una laguna de estabilización para tratar las aguas residuales de esta ciudad. En el año de 1960 se diseñaron en Lima, Perú las lagunas de San Juan que se construyeron entre 1960 y 1964. Estas lagunas se han evaluado en varias oportunidades, habiendo participado el CEPIS en algunos de estos estudios. En este mismo año se construyeron en San José Dos Campos, Brasil lagunas de estabilización.

De igual forma se experimentó en El Salvador y Costa Rica el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de residuos líquidos de la industria del café. En Costa Rica se instaló otra para tratar los desechos del matadero de la localidad de las Juntas de Abangares.

En la mayoría de los países de América Latina se han construido lagunas de estabilización, destacándose: Brasil, Cuba, Argentina, Perú, México, Ecuador, Costa Rica y otros.

## **4.3 EXPERIENCIA EN MÉXICO**

En México el primer sistema de tratamiento de aguas residuales con lagunas de estabilización, de que se tiene conocimiento, se construyó en Guanajuato en el año de 1958.

En nuestro país las lagunas de estabilización se localizan principalmente en las partes norte y centro del territorio y fueron construidas inicialmente por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH). En el

año de 1971 se tenían 14 lagunas de estabilización, en 1976 eran 51, en 1982 se contaba con 70, para 1994 se tenían 346 lagunas inventariadas, en los últimos años se han construido una gran cantidad, de tal forma que ahora representan cerca del 48 % de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales existentes. Las lagunas de estabilización de Mexicali BCN, son de las más extensas del mundo, con un área de 140 ha y un caudal de 1.20 m<sup>3</sup>/s.

#### **4.4 EXPERIENCIA EN OTROS CONTINENTES**

Se conoce que hace muchos siglos algunos pueblos de Asia utilizaban lagunas para descargar sus aguas servidas, sin embargo no lo consideraban como una medida sanitaria sino como una práctica artesanal vinculada con la cría de peces.

Durante la edad media, en Europa, se construían canales que rodeaban los castillos para protegerlos. A estos canales se arrojaban todos los desechos, lo que los convertía en estanques de estabilización.

En Alemania existían a principios de siglo, lagunas en que se almacenaban aguas residuales, en las que se desarrollaban algunas clases de peces.

El estudio de las lagunas de estabilización como una posibilidad para tratar aguas negras lo inicio la Oficina Metropolitana de Obras de Melbourne en Australia durante 1945, si bien, la aplicación de este sistema de tratamiento se generalizó en la década de 1950. Entre las comunidades que han usado las lagunas de estabilización en Australia están: Kerang, Wangaratta, Castlemaine y otras.

En la ciudad de Lund, Suecia se operan desde 1934 lagunas para el tratamiento de aguas residuales, cuyo efluente es de buena calidad.

En Europa se han usado extensivamente estanques aeróbicos y facultativos para tratar aguas residuales de pequeñas colectividades. De igual manera se han utilizado estanques anaeróbicos para tratar aguas residuales de plantas azucareras y papeleras.

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

## CAPÍTULO 5

### 5 LAGUNAS, CLASIFICACIÓN Y NOMENCLATURA

Entre los términos lagunas de estabilización y lagunas de oxidación existen diferencias significativas, el primero se usa acertadamente puesto que describe la función real del proceso y al mismo tiempo incluye tanto lagunas aeróbicas como anaeróbicas. El término lagunas de oxidación se empleó en el pasado ya que se quería implicar la oxidación de la materia orgánica con el oxígeno producido por las algas a través de la fotosíntesis. Este aspecto es muy importante pero existen otros procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica como, la estabilización por digestión, que es importante en lagunas facultativas y predominante en lagunas anaeróbicas.

El término lagunas de estabilización se refiere a estanques construidos con tierra, de profundidad reducida (menor a 5 m), diseñados para el tratamiento de aguas residuales, mediante la interacción de la biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc.), la materia orgánica del desecho y otros procesos naturales (submodelos hidráulicos y factores físicos, químicos y meteorológicos). La finalidad de este proceso es conseguir un efluente de características múltiples establecidas (DBO, DQO, OD, SS, algas, nutrientes, parásitos, enterobacterias, coliformes, etc.) en la normatividad vigente.

Existen varias formas de clasificar las lagunas; de acuerdo con el contenido de oxígeno pueden ser: anaeróbicas, aeróbicas y facultativas. Si el oxígeno es suministrado artificialmente mediante aereación mecánica o con aire comprimido se denominan lagunas aereadas.

De acuerdo con el lugar que ocupan, con relación a otros procesos, o a otras lagunas pueden clasificarse como primarias o de aguas residuales crudas, secundarias si reciben efluentes de otros procesos de tratamiento, y de maduración si su principal propósito es reducir el número de microorganismos indicadores.

Las lagunas de alta producción de biomasa o aeróbicas, que han sido también referidas como fotosintéticas, son estanques de profundidad reducida (0.3 a 0.45 m.), lo que permite la penetración de luz hasta el fondo, se diseñan para una máxima producción de algas con cortos períodos de retención. En estas lagunas se mantienen condiciones aeróbicas en todo nivel y tiempo y la reducción de la materia orgánica la efectúan organismos aeróbicos. La mezcla mecánica es muy común en este tipo de lagunas y se utiliza para impedir la formación de depósitos anaeróbicos y mantener un buen contacto entre biomasa y algas. Estas unidades han sido utilizadas con mucho éxito en climas calientes y con buena radiación solar, con propósitos de producción y cosecha de algas, su uso en el tratamiento de aguas residuales no es generalizado, si bien en muchos casos se emplean para producción de algas a partir de desechos agropecuarios y excretas.

Las lagunas anaeróbicas son estanques de mayor profundidad (2.5 a 5.0 m.), y reciben cargas orgánicas más elevadas de modo que la actividad fotosintética de las algas se suprime y se tiene ausencia de oxígeno en todos sus niveles. En estas condiciones las lagunas actuarán como un digestor anaeróbico abierto sin mezcla y debido a las altas cargas orgánicas que soportan, el efluente contiene un alto porcentaje de materia orgánica y requiere de otro proceso complementario de tratamiento.

Las lagunas anaeróbicas son utilizadas preferentemente para el tratamiento primario de desechos industriales o desechos domésticos con un elevado aporte industrial. En este sentido, una de las grandes ventajas de las lagunas anaeróbicas es que pueden reducir las concentraciones de compuestos tóxicos o inhibitorios presentes.

Las lagunas facultativas tienen como principal característica el comensalismo entre algas y bacterias en el estrato superior y la descomposición anaeróbica de los sólidos sedimentados en el fondo. Por consiguiente, su ubicación como unidad de tratamiento en un sistema de lagunas puede ser: como

laguna primaria única o como una unidad secundaria después de lagunas anaeróbicas o aereadas (mecánicamente).

De acuerdo con la secuencia de las unidades, pueden clasificarse en lagunas en serie o en paralelo, pudiendo encontrarse combinaciones de varios tipos.

El número de unidades en serie tiene relación primordial con la topografía del terreno y en menor grado con el nivel de calidad requerido en el efluente del sistema. En cambio, el número de lagunas en paralelo tiene relación con otros factores como las etapas de implementación de las unidades y las condiciones de operación y mantenimiento de la instalación.

De acuerdo con las condiciones de descarga las lagunas pueden clasificarse en: lagunas de descarga continua, lagunas de retención completa y lagunas de regulación y descarga controlada. Las unidades de retención completa llamadas también lagunas terminales, no tienen efluente y el líquido se dispone a través de percolación y evaporación. Las lagunas de descarga controlada, de regulación o almacenamiento se diseñan con propósitos específicos de: almacenamiento total durante el invierno, regulación del caudal previo al reuso agrícola y reducción de microorganismos.

De acuerdo con la función específica pueden clasificarse en: lagunas para la reducción de compuestos orgánicos, lagunas para la reducción de organismos patógenos y lagunas para criterios múltiples de calidad del efluente.

El término lagunas para la reducción de organismos patógenos es más amplio y completo que el término lagunas de maduración, puesto que es un hecho indiscutible que la reducción de organismos patógenos ocurre en todas las unidades de una secuencia de lagunas. Es importante mencionar que las lagunas de maduración fueron utilizadas inicialmente en Sudáfrica para el tratamiento de aguas residuales previamente procesadas en plantas secundarias (filtros biológicos), posteriormente se reconoció su uso como unidades secundarias o terciarias.

Las lagunas de maduración o de pulimento son unidades netamente aeróbicas con la función básica de reducir el contenido bacteriano, puesto que la mayor proporción de sólidos, DBO y parásitos se remueve en las lagunas primarias de tipo anaeróbico o facultativo. Su procedimiento de diseño asume una tasa de mortalidad de primer orden y un submodelo hidráulico específico.

El último grupo de lagunas que se discute, corresponde a las lagunas aereadas, existiendo cuatro tipos de unidades, todos ellos con el propósito fundamental de reducción de compuestos orgánicos. La laguna aereada de mezcla completa o biomasa en suspensión, que tiene una alta densidad de energía y la presencia de algas no es aparente. La laguna aereada facultativa que es frecuente en climas cálidos y que consiste en un estanque con aereación y una densidad de energía más baja que la anterior para mantener la biomasa en suspensión parcial. En este tipo de unidad, la producción de oxígeno por fotosíntesis juega un papel muy reducido y todo el oxígeno necesario es abastecido por aereadores.

La laguna facultativa con agitación mecánica es un estanque del tipo facultativo en el que se instala un mecanismo de mezcla con una baja densidad de energía. En esta situación el oxígeno necesario para la estabilización de la materia orgánica es abastecido vía fotosíntesis. Este tipo de lagunas es aplicable en climas cálidos, con muy poco viento, en donde el mecanismo de agitación sirve para destruir la estratificación termal.

El último tipo es la laguna de estabilización aereada, en la que la oxigenación se da principalmente por vía de la fotosíntesis, suplementada con difusión de aire comprimido desde el fondo, a través de tuberías y difusores de varios tipos. Estas lagunas son generalmente empleadas en climas con cuatro estaciones bien definidas y la aereación artificial es de mayor utilidad durante el invierno. Como las tuberías de conducción del aire están colocadas en el fondo, no es recomendable permitir acumulación de lodos por lo cual se diseñan con cargas bajas, lo que las hace poco atractivas para países en desarrollo.

El uso de sistemas de lagunas en serie se ha extendido a grandes instalaciones en los últimos años en varios países. El complejo de Weribee en Australia con lagunas anaeróbicas-facultativas es el más grande del mundo con un área total de 1,295 hectáreas, se tienen otros sistemas lagunares grandes en Auckland Nueva Zelandia (530 ha), Stokton California (250 ha), Amman Jordania (200 ha) y en Mexicali México (140 ha).

## CAPÍTULO 6

### 6 PRINCIPIOS DEL DISEÑO DE REACTORES

Al analizar 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 que supone una mezcla completa del agua servida que acaba de ingresar a la laguna con el resto del agua que ya se tenía en la laguna. Otra hipótesis supone flujo a pistón, es decir el agua servida que va entrando se estabiliza gradualmente. Este fenómeno se ha podido observar claramente en lagunas alargadas. Si n embargo estudios realizados demuestran que no hay lagunas que trabajen totalmente bajo el régimen de mezcla completa, o completamente según el régimen que supone flujo a pistón. En realidad, las lagunas trabajan bajo un régimen de flujo disperso en el que se presentan simultáneamente ambos tipos de flujo. El problema se complica aún más por la presencia de zonas muertas, en las que no ocurre flujo alguno y por la aparición de cortocircuitos.

Durante el diseño de una laguna, mientras la relación largo/ancho no sea mayor de 3 se supondrá que en la laguna ocurre mezcla completa. Algunos investigadores sugieren que esta relación puede llegar hasta un valor máximo de 8 que supone una mejor remoción de coliformes. Sólo en el caso de lagunas muy alargadas, cuya relación largo/ancho sea mayor de 3, se tomará en cuenta el fenómeno de flujo a pistón.

#### 6.1 CINÉTICA DE LAS REACCIONES BIOLÓGICAS

En este trabajo se asume que tanto la asimilación del sustrato como la mortalidad del coliforme fecal y la Salmonella se ajustan más a una reacción de primer orden. Esta suposición se basa en el trabajo de Chiang & Gloyne y en los resultados de las investigaciones del CEPIS en las lagunas de San Juan. Es conveniente definir y diferenciar las siguientes constantes cinéticas.

En relación con la asimilación del sustrato (DBO o DQO) se definen las siguientes constantes:

1. La constante específica de asimilación del sustrato  $K_1$ , ( $1/(\text{mg}\cdot\text{día})$ ), cuyo valor es específico para un tipo de desecho y/o varía a lo largo del tratamiento. La determinación de esta constante no es posible hacerla por métodos directos ya que se requiere conocer la concentración de "biomasa activa" ( $X_b$ ), que lleva a cabo la biodegradación. En vista de que hay poca información sobre  $K_1$  para desechos domésticos, el uso de  $K_1$  se ha dejado fuera del alcance de la mayoría de las investigaciones.
2. La constante neta de asimilación del sustrato  $K$  ( $1/\text{día}$ ), que incorpora la concentración de biomasa activa  $K = K_1 \cdot X_b$  y por consiguiente su valor es específico (o constante) sólo para reactores con igual concentración de biomasa. Este parámetro varía según el tipo de laguna decreciendo en valor con el grado de tratamiento. Es conveniente destacar que para el caso de lagunas facultativas alargadas con flujo tipo pistón, esta constante puede determinarse con mediciones a lo largo del reactor ya que no se puede lograr una uniformidad de biomasa.
3. La constante global de asimilación biológica de una laguna o constante del reactor  $K'$  ( $1/\text{días}$ ). Este parámetro se desarrolla a partir de mediciones de influente-efluente de una laguna, asumiendo el submodelo hidráulico de mezcla completa. Aunque es trictamente la suposición de mezcla completa es incorrecta el uso de este parámetro se incluye en la mayoría de las investigaciones porque existe una gran cantidad de datos de evaluación de lagunas con datos para  $K'$ , y porque en el diseño de una laguna para reducción de DBO se puede contar con datos correctos de la constante global  $K'$ , pero no se dispone de información sobre el submodelo hidráulico de la laguna, que se caracteriza en la instalación una vez construida. Por ello es aconsejable efectuar una suposición que es útil para diseño, y que consiste en transformar el valor de  $K$  a su correspondiente valor de  $K'$  bajo la suposición de mezcla completa. Con este artificio, el valor de  $K'$  resulta incrementado entre el 40% y el 80% sobre el valor de  $K$ . Esta transformación se efectúa utilizando el modelo de flujo disperso.

En relación con la mortalidad de bacterias, es conveniente distinguir las siguientes constantes cinéticas.

4. La constante neta de mortalidad bacteriana (i.e. coliforme, salmonella, etc.)  $K_b$  (1/días). Este valor se desarrolla a través de pruebas de mortalidad en equilibrio discontinuo o en pruebas en funcionamiento continuo en lagunas con flujo tipo pistón y carga orgánica reducida.
5. La constante global de mortalidad bacteriana de un reactor  $K'_b$  (1/días) con características similares a la discusión del parámetro  $K'$ , con la excepción de que en lugar de DBO se trata de bacterias.

En cuanto a las suposiciones comunes a todos los modelos, se tienen las siguientes restricciones.

- Uniformidad en la densidad de biomasa activa  $X_b$
- Uniformidad de condiciones físicas de funcionamiento como: caudales, concentraciones, etc., y
- Uniformidad de factores meteorológicos y ausencia de estratificación termal

En el uso de los modelos que se discuten a continuación se debe tener muy en cuenta la forma en la que se han determinado las constantes, de modo que no se obtengan resultados distorsionados.

## 6.2 REACTOR CON FLUJO DISPERSO

Este modelo considera un reactor con flujo laminar tipo pistón, en el que el mecanismo de transporte de un contaminante está afectado por la dispersión convectiva en la dirección del flujo y en el otro sentido por difusión molecular axial. Para una correcta aplicación de este modelo se debe cumplir con la restricción de que tanto el contaminante considerado como la velocidad de reacción estén descritos adecuadamente por los dos mecanismos de transporte indicados. Por lo expuesto se puede concluir que la aplicación de este modelo es correcta para describir la reducción de bacterias en una laguna de estabilización, en donde la población microbiana está directamente asociada con el líquido.

En vista de que este modelo ha sido usado para describir tanto la reducción de compuestos orgánicos, como de bacterias, se presenta su descripción con una nomenclatura general. La base matemática del modelo parte de un balance de masa de un contaminante, alrededor de un volumen infinitésimo  $-dV-$  para un reactor con flujo tipo pistón y teniendo en cuenta los dos fenómenos de transporte de masa indicados, en la siguiente forma:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial X^2} - U \frac{\partial C}{\partial X} - K \times C \quad (6.1)$$

En donde:

- $C$  = Concentración del contaminante, mg/l
- $X$  = Coordenada en la dirección de flujo, m
- $U$  = Velocidad longitudinal promedio del reactor, m/día
- $D$  = Coeficiente de dispersión, longitudinal o axial,  $m^2/día$
- $t$  = Tiempo, días

En la ecuación anterior el primer término de la derecha es la dispersión por difusión molecular (en la práctica se utiliza el término dispersión), el segundo término es la dispersión convectiva (llamado también transporte convectivo) y el tercero es la degradación del contaminante. La ecuación anterior es conocida como "modelo de flujo tipo pistón con dispersión axial" o "modelo de flujo disperso".

La solución de la ecuación anterior es posible para una variedad de condiciones de borde. En este capítulo se presentará la solución bajo las condiciones de borde llamadas: cerradas-cerradas, que son las únicas consistentes con los criterios de continuidad en la entrada y salida y permiten ubicar adecuadamente el submodelo hidráulico de un reactor, entre los límites de mezcla completa y flujo tipo

pistón. Soluciones de la ecuación (6.1) para esas condiciones de borde han sido desarrolladas por Danckwerts y por Wehner y Wilhelm. La versión de los últimos autores se presenta a continuación:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{2 \exp(Z/2d) \{ (1+a) \exp[(a/2d)(1-Z)] - (1-a) \exp[(a/2d)(Z-1)] \}}{(1+a)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)} \quad (6.2)$$

En donde:

- $C_0$  = Concentración del contaminante en el influente, mg/l
- $C$  = Concentración del contaminante en el efluente, mg/l
- $X$  = Distancia medida desde la entrada, m
- $L$  = Longitud entre la entrada y la salida, m
- $Z$  = Distancia adimensional en la dirección del flujo= $X/L$
- $t$  = Periodo de retención nominal, días ( $t=L/U=V/Q$ )
- $d$  = Factor de dispersión adimensional
- $a$  = Constante adimensional
- $K$  = Constante de reacción neta, 1/días

Las constantes  $d$ - y  $a$ - están definidas por las siguientes relaciones:

$$d = D/(U \times L) = D \times t / L^2 \quad (6.3)$$

$$a = (1 + 4 \times K \times t \times d)^{1/2} \quad (6.4)$$

En donde:

- $U$  = Velocidad longitudinal, m/día

La ecuación (6.2) puede ser utilizada para lagunas alargadas. Para otras condiciones es de utilidad la siguiente ecuación simplificada para  $X=L$ ;  $Z=1$ :

$$\frac{C}{C_0} = \frac{4a \exp(1/2d)}{(1+a)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)} \quad (6.5)$$

La ecuación anterior es de gran utilidad para diseño, cuando se conoce la constante de reacción desarrollada a través de pruebas tipo *-batch-* y también para procesamiento de datos de campo de una laguna. La Solución de la ecuación anterior puede efectuarse por el procedimiento de aproximaciones sucesivas

Para usos más simples se presentan las gráficas de las **figuras N° 6.1, 6.2, 6.3, y 6.4**, que pueden usarse para distintos intervalos de eficiencias del proceso.

Del análisis de las gráficas se puede establecer que existen dos soluciones extremas del modelo de flujo disperso: para el caso en que  $d=0$ , la ecuación describe exactamente el modelo con flujo tipo pistón y para el caso en que  $d=$  infinito la ecuación describe exactamente el modelo de mezcla completa. Se concluye entonces que el modelo de flujo disperso es general para los 2 casos extremos.

Si bien el modelo de flujo disperso fue desarrollado hace varias décadas y se propuso para usarse en lagunas de estabilización desde el año de 1976, la principal causa de su poco empleo como herramienta de diseño y evaluación ha sido la falta de conocimiento del orden de magnitud del factor de dispersión  $d$ -

Este modelo fue originalmente empleado para describir la destrucción de la DBO en lagunas facultativas, pero en la actualidad se han desarrollado las constantes para su empleo en la modelación de bacterias, aplicación que es la más correcta puesto que se cumple con todas las restricciones teóricas.

### 6.3 REACTOR CON MEZCLA COMPLETA

Este modelo ha sido aplicado tanto para describir la biodegradación orgánica (destrucción de la DBO), como para la reducción de bacterias en una laguna de estabilización. La discusión que se presenta a continuación describe el primer caso y la base del modelo parte del siguiente balance de masa en una laguna con mezcla completa y sin acumulación.

*Asimilación=masa de entrada-masa de salida-asimilación biológica*

$$V \frac{dS}{dt} = Qa \times Sa - Q \times S - K1 \times Xb \times S \times V \quad (6.6)$$

La solución de esta ecuación para condiciones de equilibrio continuo ( $dS/dt=0$ ), ausencia de infiltración ( $Qa=Q$ ), introduciendo la tasa global de reacción ( $K'=K1 \cdot Xb$ ) y el periodo de retención ( $PR=V/Q$ ) resulta en.

$$S = \frac{Sa}{1 + K' \times PR} \quad (6.7)$$

El desarrollo de la constante  $K'$  para lagunas a partir de pruebas de campo en equilibrio continuo es posible en dos formas. Primero de un solo experimento, usualmente repetitivo, en donde se mide  $Sa$  y  $S$  y se calcula  $K'$ , asumiendo mezcla completa y luego con datos de varios reactores trabajando en condiciones diferentes. El primer caso es el más generalizado y la constante global se calcula en la siguiente forma:

$$K' = \frac{(Sa/S - 1)}{PR} = \frac{(E/(1-E))}{PR} \quad (6.8)$$

En donde:

- $Sa$  = DBO total del afluente en mg/l
- $S$  = DBO soluble del efluente en mg/l
- $K'$  = Constante global de remoción de DBO en 1/días
- $PR$  = Periodo de retención nominal ( $PR=V/Q$ ), en días y
- $E$  = Eficiencia de remoción de DBO en decimales

En el caso de aplicar el modelo para bacterias (específicamente coliformes fecales), las ecuaciones anteriores cambian en la siguiente forma:

$$N = \frac{Na}{1 + Kb' \times PR} \quad (6.9)$$

$$Kb' = \frac{(Na/N - 1)}{PR} = \frac{(E/(1-E))}{PR} \quad (6.10)$$

En donde:

- $Na$  = Coliformes fecales en el afluente en NMP/100 ml
- $N$  = Coliformes fecales en el efluente en NMP/100 ml

- $K_b$  = Constante de mortalidad global en 1/días  
 $PR$  = Período de retención nominal ( $PR=V/Q$ ), en días y  
 $E$  = Eficiencia de remoción de bacterias en decimales

## 6.4 REACTOR CON FLUJO TIPO PISTON

Este modelo también puede aplicarse para DBO o para bacterias, pero su utilización en el primer caso no da resultados satisfactorios debido a que la biomasa normalmente sedimenta al inicio del reactor. Por esta razón su discusión se restringe al caso de coliformes fecales, pues su aplicación es de gran utilidad en el caso de lagunas de forma alargada. El fundamento teórico de este modelo considera un balance de material en un volumen infinitésimo del reactor en la siguiente forma:

*Acumulación=cambio de masa en el volumen  $dV$ -masa asimilada*

$$\frac{\delta N}{\delta t} dV = Q \frac{\delta N}{\delta X} dX - K \times N \times dV \quad (6.11)$$

En equilibrio continuo  $\delta N/\delta t=0$  y reemplazando  $dV=A \cdot dx$  se obtiene:

$$A \times dx = -\frac{Q}{K} \times \frac{dN}{N} \quad (6.12)$$

La ecuación anterior integrada entre límites: cuando  $X=0$ ;  $N=N_0$  y cuando  $X=L$ ;  $N=N$  y reemplazando  $PR=V/Q$ , resulta en:

$$N = N_0 \exp(-K \times PR) \quad (6.13)$$

En las ecuaciones anteriores:

- $N_0$  = Conteo de coliformes fecales en el afluente en NMP/100 ml  
 $N$  = Conteo de coliformes fecales en el efluente en NMP/100 ml  
 $K$  = Constante de mortalidad neta en 1/días, que en este caso corresponde a la constante de primer orden de la ley de Chick y es independiente del submodelo hidráulico  
 $Q$  = Caudal del agua residual, m<sup>3</sup>/día  
 $PR$  = Período de retención nominal en días

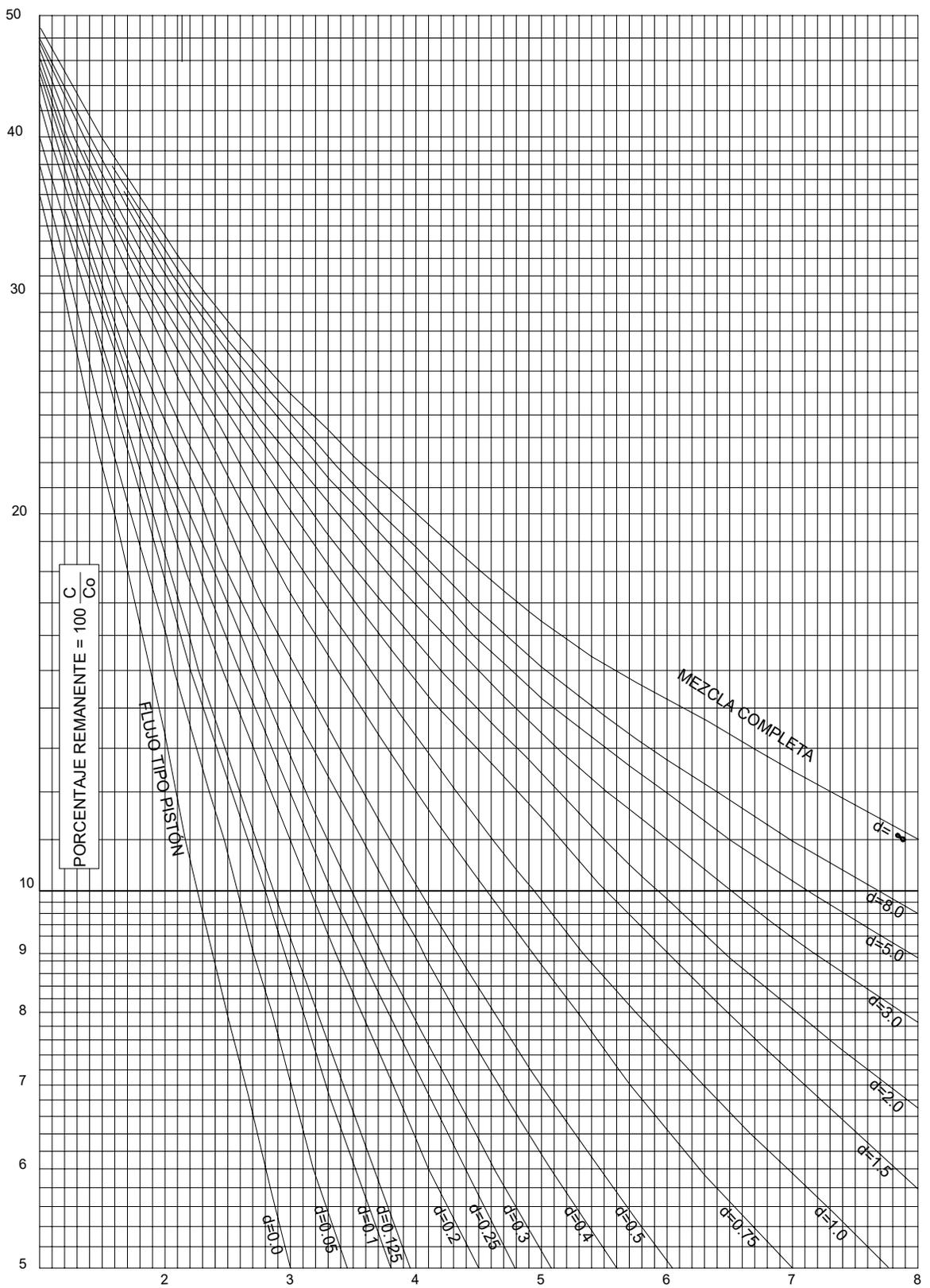


FIG. No. 6.1

REDUCCIÓN DE COLIFORME FECAL EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN CON FLUJO DISPERSO  
**LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**  
 TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN

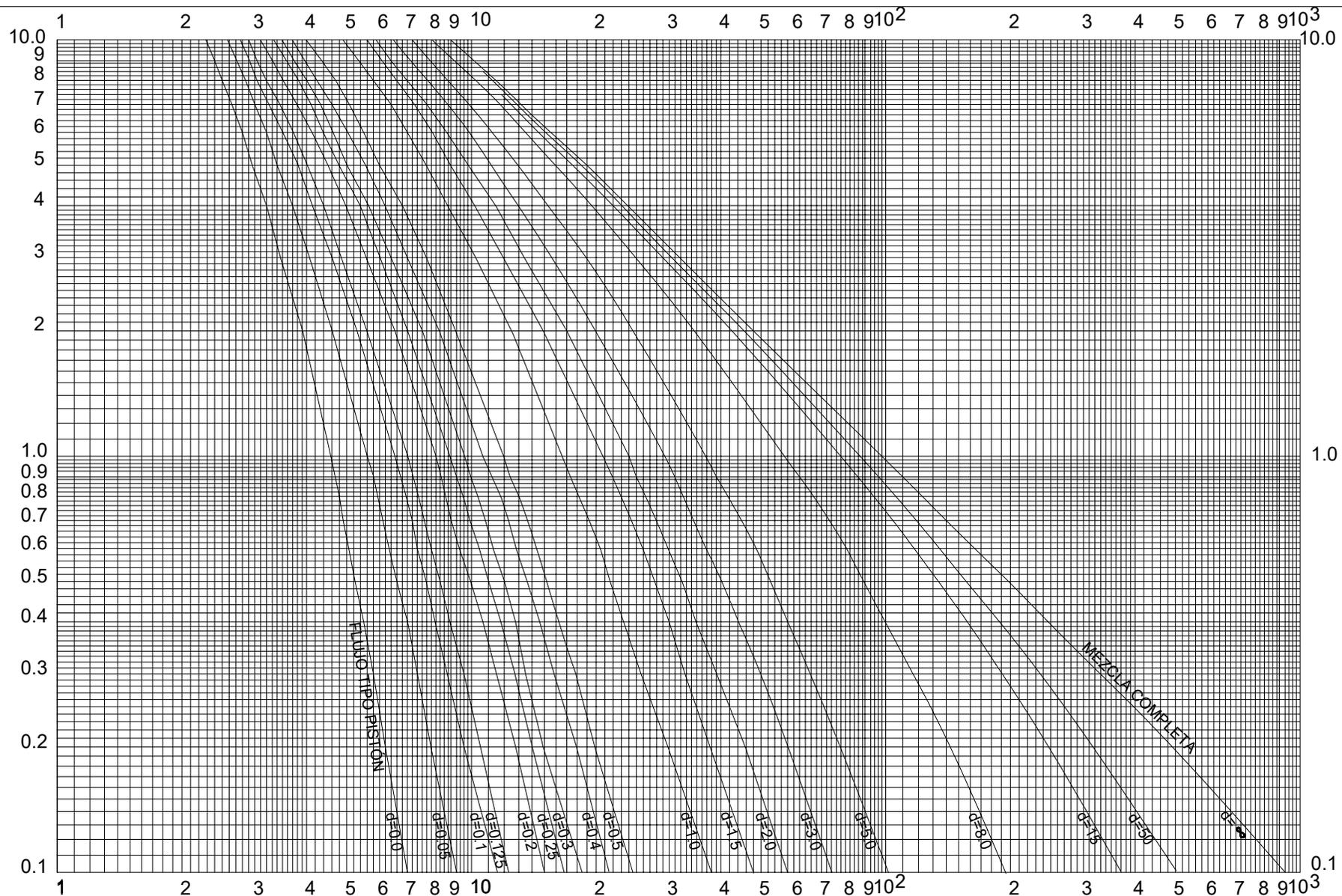


FIG. No. 6.2

REDUCCIÓN DE COLIFORME FECAL EN LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN CON FLUJO DISPERSO  
 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
 TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN

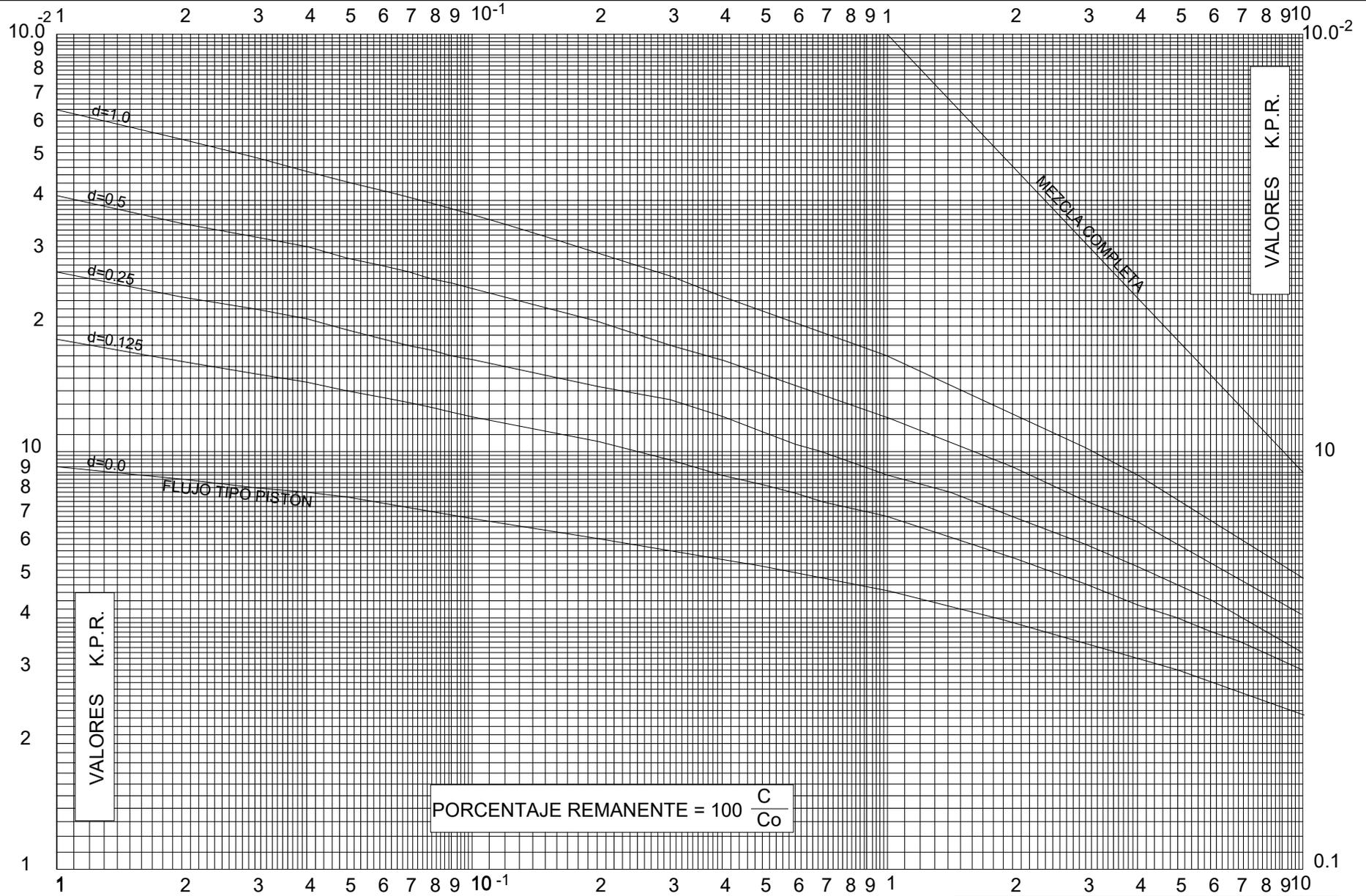


FIG. No. 6.3

REDUCCIÓN DE COLIFORME FECAL EN LAGUNAS  
 DE ESTABILIZACIÓN CON FLUJO DISPERSO  
**LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**  
**TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN**

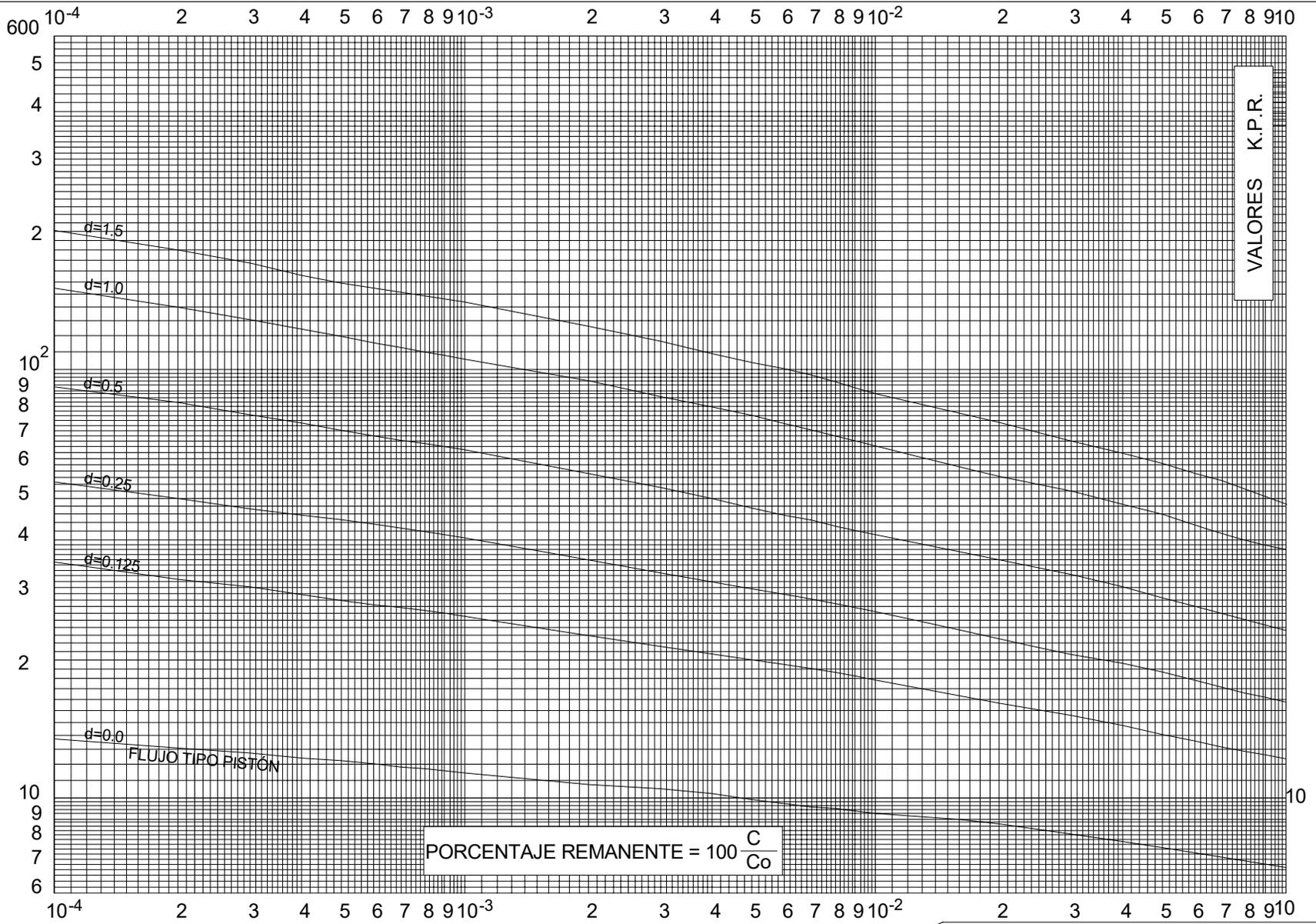


FIG. No. 6.4

REDUCCIÓN DE COLIFORME FECAL EN LAGUNAS  
 DE ESTABILIZACIÓN CON FLUJO DISPERSO  
**LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**  
 TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN

## CAPÍTULO 7

### 7 LAGUNAS ANAEROBIAS

Este proceso de tratamiento opera bajo una condición de ausencia de aire u oxígeno libre y está caracterizado por el empleo de una alta carga orgánica y consecuentemente un período corto de retención. El aspecto físico de estas lagunas es de coloración gris o negro cuando por efecto de una carga adecuada presentan condiciones de fermentación del metano. Sin embargo se han observado lagunas diseñadas como anaerobias que en la etapa de operación inicial y con cargas reducidas, no han llegado a establecer las condiciones anaeróbicas y presentan una coloración rosada, lo que es característico cuando se tienen bacterias del sulfuro.

Las lagunas anaeróbicas se pueden usar como una primera etapa en el tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales y presentan una serie de factores positivos y negativos que tienen que ser considerados antes de su uso.

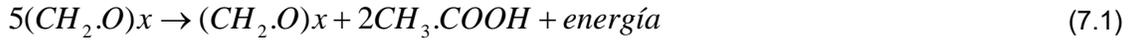
Entre las ventajas de las lagunas anaeróbicas se tiene:

- Su bajo costo, que es la principal ventaja, por lo reducido del área que requieren
- Que son especialmente atractivas para el tratamiento de desechos de altas concentraciones
- Que han sido empleadas con éxito en el tratamiento de una variada gama de desechos industriales biodegradables

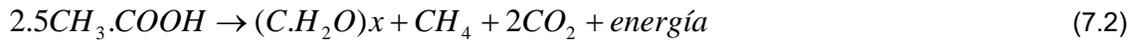
Los aspectos desfavorables de su uso son:

- El proceso es muy sensible a factores ambientales y operativos como: temperatura, variaciones bruscas de carga y de pH, lo que puede producir periodos de baja eficiencia que producen un efluente de pobre calidad.
- La acumulación (normal) de natas presenta un aspecto poco agradable y condiciones estéticas desfavorables, lo que generalmente incide en el mantenimiento.
- El efluente del proceso tiene un alto contenido de materia orgánica y color, lo que hace necesario una siguiente fase de tratamiento.
- Las investigaciones en este tipo de lagunas han determinado que las tasas de mortalidad bacteriana son más reducidas en estas lagunas en comparación con las de otros procesos del mismo nivel, lo que las vuelve poco atractivas cuando el criterio de calidad del efluente es la concentración de bacterias.
- Los eventuales olores desagradables, sobre todo en los primeros años de operación cuando se tienen cargas bajas las hacen indeseables en las cercanías de viviendas, por ello se deben construir alejadas de las zonas habitadas.
- Debido a lo reducido de su área la acumulación de sólidos es más rápida que en los otros tipos de lagunas, lo que produce una degeneración de la calidad del efluente y requiere de una limpieza de lodos más frecuente. Aunque no se recomienda el uso de rejillas y desarenadores antes de las lagunas, por la gran diferencia de tiempos de retención entre estos elementos (que son de segundos o minutos) y las lagunas (que son de días), si se han utilizado y se ha conseguido una disminución notable en la acumulación de sólidos.

El proceso de degradación anaeróbico puede describirse como una sucesión de dos fases de descomposición operando simultáneamente. La primera es la llamada fase de fermentación ácida, que se verifica por la acción de bacterias formadoras de ácidos, que degradan el desecho crudo para formar productos intermedios de degradación como: ácidos orgánicos y compuestos más simples. Esta reacción puede describirse en forma similar a la conversión de carbohidratos a células bacterianas, en la siguiente forma.



La segunda es la llamada fase de fermentación del metano, en la que los organismos responsables son necesariamente de tipo anaeróbico y toman los productos intermedios, para producir los productos finales de degradación, como: metano ( $CH_4$ ), bióxido de carbono ( $CO_2$ ), hidrógeno sulfurado ( $H_2S$ ) y agua. Esta fase puede describirse en la siguiente forma:



De los dos grupos de microorganismo que se encuentran presentes, el grupo de bacterias "formadoras de metano" es el más importante en el proceso anaeróbico. Se ha concluido que la fase de fermentación del metano es el factor cinético limitante en el proceso. Existen cuatro características fundamentales de este grupo bacteriano:

Son estrictamente anaeróbicos. Muy pequeñas cantidades de oxígeno molecular tienen un efecto totalmente negativo en su crecimiento y multiplicación. Además, otros compuestos como los nitratos y sulfatos que contienen oxígeno en forma reducible, retardarán la acción de las bacterias productoras de metano, causando también la acumulación de ácidos volátiles como consecuencia.

Se desarrollan muy lentamente en comparación con los otros organismos. El tiempo que requiere una bacteria del metano para generarse y multiplicar se depende de la temperatura y de la especie en cuestión. Los tiempos de generación están dentro del intervalo de 2 a 22 días. Algunas especies pueden multiplicarse en cuatro días a la temperatura de 35 °C, otras especies requieren de hasta 10 días. La reducción de la temperatura resulta en períodos más largos de generación.

Estos organismos son sensibles al pH, cuyo intervalo de tolerancia es reducido, entre 6.5 y 7.6, con un valor óptimo de 7.0, con decrementos rápidos en la tasa de producción y multiplicación a ambos lados de la neutralidad.

El trabajo de las bacterias del metano está en desventaja debido a la población reducida que se desarrolla, la razón del reducido número está en relación de la producción de metano, el cual es un producto de alto consumo de energía y que está sujeto a combustión posterior para producir bióxido de carbono y agua, y en consecuencia las bacterias pierden gran cantidad de energía para su multiplicación.

## 7.1 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

Aunque se han llevado a cabo un número considerable de investigaciones sobre lagunas anaeróbicas, existen notables discrepancias en cuanto a los coeficientes de las formulaciones y a los criterios de diseño; ello seguramente se debe al alto número de variables existentes en el proceso y a la falta de uniformidad de las mismas en las evaluaciones realizadas.

### 7.1.1 FORMULACIONES EXISTENTES

La primera formulación propuesta para lagunas anaeróbicas es la llamada correlación sudafricana que ha sido desarrollada para climas tropicales y subtropicales. La siguiente fórmula ha sido desarrollada para una temperatura de 22 °C para el afluente:

$$S = \frac{S_o}{Kn \times PR \times (S / S_o)^n + 1} \quad (7.3)$$

En donde:

- $S$  = DBO<sub>5</sub> del efluente de la laguna anaeróbica, en mg/l
- $S_o$  = DBO<sub>5</sub> del afluente de la laguna anaeróbica en mg/l
- $Kn$  = Constante de degradación asumiendo mezcla completa en 1/días
- $PR$  = Período de retención nominal ( $PR=V/Q$ ) en días.
- $n$  = exponente determinado experimentalmente

El uso de la formulación anterior ofrece algunas dificultades: en primer lugar, para su solución hay que emplear el método de aproximaciones sucesivas, en segundo lugar hay el peligro de incrementar exageradamente el período de retención hasta el punto en que la laguna se convierta en facultativa y finalmente hay discrepancias en relación con la constante de degradación anaeróbica  $Kn$ .

Por ejemplo, los valores reportados por Vincent en Sudáfrica, para 22 °C son:  $n=4.8$  y  $Kn=6$  (1/días), mientras que valores para las mismas constantes reportados por Kawai (en Brasil) para un clima similar son:  $n=3.6$  y  $Kn=38.5$  (1/días). Si bien el exponente tiene un valor similar, el valor de la constante de degradación es seis veces mayor que en el caso de Sudáfrica. Estas diferencias son justamente el resultado de investigaciones en condiciones diferentes, pues en el caso de Sudáfrica se procesaron datos con un intervalo de eficiencias de remoción de DBO entre el 40 y 50%, mientras que en el caso del Brasil las eficiencias fueron sobre el 60%, lo que no es usual para el caso de lagunas anaeróbicas. De la discusión anterior se desprende que para efectos prácticos de diseño los valores desarrollados en el primer caso ofrecen resultados más aceptables.

Para determinar el período de retención nominal  $PR$  para una condición dada de remoción, la ecuación anterior se transforma en:

$$PR = \frac{(S_a / S - 1)(S_a / S)^n}{Kn} \quad (7.4)$$

También se puede emplear el modelo de mezcla completa para este tipo de lagunas, lo cual equivale a efectuar la siguiente sustitución en las ecuaciones anteriores:

$$K' = (S / S_a)^n Kn \quad (7.5)$$

$$S = \frac{S_a}{(K' PR + 1)} \quad (7.6)$$

En donde:

- $K'$  = Coeficiente de degradación global de DBO en una laguna anaeróbica en 1/días

Las otras literales están previamente definidas.

El uso de la ecuación anterior parece estar justificado para períodos de retención de alrededor de 5 días. En efecto, en las investigaciones del Perú con lagunas anaeróbicas se determinó una constante  $K'=0.593$  (1/días) para un período de retención de 5 días. Por otro lado, calculando la misma constante con la ecuación (7.5), para una eficiencia de remoción del 40 %, resulta un valor de  $K'=0.516$  (1/días).

Otro valor similar es el reportado por Chiang y Gloyna con pruebas específicas en donde para periodos de retención de 5 días se obtiene un valor del coeficiente neto de degradación de la DBO,  $K= 0.601$  (1/días). Si bien los dos últimos coeficientes no son exactamente los mismos éstos pueden compararse dado que por efecto del corto período de retención, la suposición de mezcla completa aparece razonable.

Existen otras correlaciones para lagunas anaeróbicas desarrolladas con datos de evaluaciones de campo. Las tres primeras de ellas reportadas por Kawai, fueron desarrolladas con datos de lagunas en el Brasil y tienen la siguiente forma:

$$CSr = -14.4555 + 0.6876 \times CSa \quad (7.7)$$

$$CSr = -86.0971 + 0.6543CSa + 3.3985T \quad (7.8)$$

$$CSr = -265.0576 + 0.7491CSa + 23.5258PR \quad (7.9)$$

En donde:

$CSr$  = carga superficial removida en kg DBO/(Ha.d)  
 $CSa$  = carga superficial aplicada en kg DBO/(Ha.d)

Y los otros parámetros están previamente definidos.

Si bien las correlaciones anteriores han sido desarrolladas con muy altos coeficientes de correlación (en todos los casos sobre 0.98), los valores reportados corresponden a datos representativos de una operación con eficiencias altas para este tipo de proceso, entre el 60 y 70 % de remoción de DBO, razón por la cual se recomienda un especial cuidado en el uso de las mismas.

Un último grupo de correlaciones ha sido reportado por Saidam y Al Salem, con el conjunto de datos de más larga duración en las lagunas de Al Samra en Jordania. La primera correlación corresponde a lagunas anaeróbicas primarias recibiendo desecho crudo netamente doméstico con una alta concentración. La correlación es la siguiente:

$$S = -1326 + 7.4T + 3961CV - 68PR \quad (7.10)$$

En donde:

$T$  = Temperatura del agua  
 $CV$  = Carga volumétrica de DBO

Una segunda correlación corresponde a lagunas anaeróbicas secundarias recibiendo desecho menos concentrado.

$$S = -138 + 0.35T + 3494CV + 32PR \quad (7.11)$$

### 7.1.2 CRITERIOS DE DISEÑO

Dadas las diferencias expresadas en las formulaciones discutidas anteriormente, se deduce que el diseño de lagunas anaeróbicas está en desarrollo, en cuyo caso el uso de criterios de diseño constituye una práctica aceptable. Los principales parámetros usados en el dimensionamiento de este tipo de lagunas son:

- Carga superficial
- Carga volumétrica
- Profundidad
- Eficiencias y,

- Acumulación de sólidos

El primer criterio de carga orgánica superficial no constituye propiamente un criterio de diseño y se usa en lagunas anaeróbicas para comprobar que la carga sea suficientemente alta a fin de sobrepasar la carga facultativa, sobre todo en las condiciones iniciales de operación con una carga reducida por efecto de un reducido número de habitantes conectados al sistema de alcantarillado. Se ha demostrado que el límite de carga facultativa es de 357 kg DBO<sub>5</sub>/(ha.d) para 20 °C y para que se presenten condiciones propiamente anaeróbicas, la carga de trabajo debe estar muy por encima de los 1,000 kg DBO<sub>5</sub>/(ha.d).

El criterio más empleado en el dimensionamiento de lagunas anaeróbicas es el de carga volumétrica. Para mantener condiciones anaeróbicas en lagunas primarias se sugiere mantener una carga volumétrica sobre 100 g DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>.d). Se ha sugerido un límite superior de 1,000 g DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>.d), pero con aguas residuales que contengan concentraciones de sulfatos en exceso de 100 mg/l, es muy posible que se presenten olores desagradables. Para evitar esta situación en lagunas anaeróbicas tratando aguas residuales domésticas, se ha sugerido una carga máxima de 400 g DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>.d).

En los EE.UU. seis estados han establecido cargas de diseño entre 32 y 400 g DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>.d) para este tipo de lagunas. El intervalo más consistente en la mayoría de los estados se encuentra entre 192 y 240 g DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>.d). Para temperaturas por debajo de 19 °C se ha sugerido una carga de diseño de 100 g DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>.d) y, 300 g DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>.d) para temperaturas sobre los 20 °C. En función de los datos anteriores, se adoptan las recomendaciones de diseño de la OMS de, 100 a 300 g DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>.d) para temperaturas sobre los 20 °C.

La profundidad recomendada para las lagunas anaeróbicas en la mayoría de los casos está entre 2.5 m y 5.0 m.

Los parámetros en los que se encuentra más divergencia son el período de retención y la eficiencia. El primero evidentemente está en relación directa con la concentración del desecho y por consiguiente el segundo es de difícil comparación entre datos de varias fuentes. Se han sugerido dos tipos de datos que parecen aceptables, el primero propuesto por Mara para temperaturas sobre 20 °C, cuyos valores se indican en el **cuadro No 7.1** y, el segundo, sugerido por Arceivala que recomienda intervalos de valores de temperaturas, períodos de retención y eficiencias, según los valores que se indican en el **cuadro No 7.2**.

**CUADRO No. 7.1**

**EFICIENCIA DE LAGUNAS ANAEROBICAS EN FUNCIÓN DEL PERIODO DE RETENCIÓN**

PERIODO DE RETENCIÓN en DíAS	REDUCCIÓN DE DBO <sub>5</sub> , en %
1	50
2.5	60
5	70

**CUADRO No. 7.2**

**RELACIÓN ENTRE TEMPERATURA, PERIODO DE RETENCIÓN Y EFICIENCIA EN LAGUNAS ANAEROBICAS**

TEMPERATURA EN °C	PERIODO DE RETENCIÓN, en DíAS	REMOCIÓN DE DBO en %
10-15	4-5	30-40
15-20	2-3	40-50
20-25	1-2	50-60
25-30	1-2	60-80

La acumulación de material flotante o natas en las lagunas anaeróbicas es generalmente un factor favorable para la operación, puesto que ayuda a la retención de calor en la unidad. Las natas usualmente cubren la superficie en forma irregular, flotando a la deriva, impulsadas por el viento y dejando al descubierto parte de la superficie del agua.

Los sólidos en lagunas anaeróbicas se acumulan principalmente en las unidades primarias y requieren de limpieza después de cierto periodo de operación. El lodo sedimentado sufre una degradación reduciendo los sólidos volátiles en una proporción de por lo menos el 50% y además es sometido a un proceso de espesamiento. La tasa de acumulación de lodo en el fondo de una laguna anaeróbica está en el intervalo de 0.08 a 0.1131 l/hab/d y para propósitos de diseño se puede tomar el límite superior que equivale a 40 l/hab/año).

La profundidad de las lagunas anaeróbicas es, por lo general, suficiente de manera que no es necesario considerar, una profundidad adicional para la acumulación de lodos, aunque esta práctica es muy común. En la práctica se considera conveniente efectuar una limpieza cuando la altura del lodo alcanza la mitad de la profundidad.

### Otros Criterios

En nuestro medio para el diseño de las lagunas anaerobias se ha empleado una relación con la que, en función de la temperatura, se determina la eficiencia de remoción de DBO y de la carga orgánica permisible.

Temperatura Ambiente °C	Carga Orgánica Permisible g/m <sup>3</sup> xd	Remoción de DBO %
< 10	100	40
10-20	20 x T-100	2 x T+20
> 20	300	60

Esta relación bien podría utilizarse para, en función de los resultados obtenidos, ajustar las constantes de las formulaciones existentes.

## 7.2 CONSIDERACIONES PARA TRATAMIENTO POSTERIOR

Se debe tener especial cuidado en el diseño de la laguna que recibirá el efluente de una unidad del tipo anaeróbico, particularmente cuando se trata de desechos concentrados. En muchos casos se han diseñado lagunas anaeróbicas seguidas de facultativas de áreas iguales, en donde se encontró que la carga anaeróbica fue arrastrada a la unidad secundaria. Para que una laguna secundaria sea del tipo facultativo, hay necesidad de asegurar que la carga orgánica sea realmente facultativa. En este tipo de diseño lo normal es encontrar que el área de la unidad secundaria sea considerablemente más grande que la primaria.

## CAPÍTULO 8

### 8 LAGUNAS FACULTATIVAS

#### 8.1 INTRODUCCION

Las lagunas facultativas son estanques con profundidades de entre 1.5 y 2.5 m, y su contenido de oxígeno varía de acuerdo a la profundidad y a la hora del día, el oxígeno disuelto disminuye con la exposición solar y la profundidad, en el primer estrato que es el de oxidación aeróbica. Inmediatamente debajo se encuentra el estrato de degradación anaeróbica, que opera con los mecanismos de degradación señalados en las lagunas anaerobias.

El mecanismo característico de las lagunas facultativas ocurre en el estrato superior y corresponde a una simbiosis o comensalismo de bacterias aeróbicas y algas. Las bacterias heterotróficas descomponen la materia orgánica produciendo compuestos inorgánicos solubles y bióxido de carbono. La cantidad de oxígeno requerida para esta degradación es suministrada principalmente por el proceso de fotosíntesis.

Este tipo de laguna es indiscutiblemente el más empleado a nivel mundial, pero a pesar del gran número de experiencias, existen todavía una serie de vacíos en su conocimiento, producto de la falta de investigación sobre todo en lo que se refiere a la interrelación de algunos procesos físicos (i.e. submodelos hidráulicos para el desecho y la biomasa), con otros de orden bioquímico (i.e. cinéticas de reacción, etc.). Existen varias discrepancias entre las diferentes metodologías, por ello es conveniente una discusión de ellas, describiendo las condiciones de sus estudios y las restricciones de aplicación.

Considerando que las lagunas facultativas son procesos de tratamiento, que se usan para el acondicionamiento de compuestos orgánicos, existen cinco enfoques principales para su dimensionamiento:

- (1) La metodología basada en la cinética de primer orden, desarrollada por Hermann y Gloyna que considera el tiempo de retención necesario para una determinada reducción de la materia orgánica y su dependencia de la temperatura.
- (2) La metodología de mezcla completa, basada en equilibrio continuo y cinética de primer orden, descrito por Marais.
- (3) Las investigaciones realizadas en países en desarrollo, que tratan diversos aspectos sobre el funcionamiento de lagunas facultativas para condiciones de clima templado y tropical. Estas investigaciones se agrupan de la siguiente forma:
  - Las investigaciones realizadas por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, en el Perú, que fundamentalmente contribuyen a la racionalización del conocimiento de la carga límite en función de la temperatura del agua, desarrollan correlaciones de carga para diferentes tipos de lagunas y coeficientes globales de reacción.
  - Las investigaciones realizadas en el Brasil, que reportan coeficientes globales de reacción, cargas límite en función de mediciones de clorofila y otras correlaciones de carga.
  - Las investigaciones de Mc Garry y Pescod sobre la carga límite en función de la temperatura ambiental.
- (4) La metodología de flujo disperso reportada por Thirimurthy

## 8.2 METODOLOGÍAS PARA DIMENSIONAMIENTO

### 8.2.1 MODELO BASADO EN LA CINÉTICA DE PRIMER ORDEN

El primer modelo desarrollado para describir el comportamiento de las lagunas facultativas se basa en la teoría cinética y fue presentado por Hernann y Gloyna. Éste parte de la relación modificada de Arrhenius que puede expresarse en la siguiente forma:

$$\frac{PR_t}{PR_o} = \exp[C(T_o - T)] = \theta^{(T_o - T)} \quad (8.1)$$

En donde:

$$\begin{aligned} PR_t &= \text{tiempo de reacción requerido a la temperatura } T \text{ y} \\ PR_o &= \text{tiempo de reacción original evaluado a la temperatura } T_o \end{aligned}$$

La reacción anterior puede aplicarse para lagunas facultativas puesto que hay evidencia que reacciones tanto aeróbicas como anaeróbicas siguen la misma cinética.

La evaluación de constantes en la ecuación (8.1) fue realizada inicialmente por Hernann y Gloyna, en investigaciones a escala de laboratorio con cuatro lagunas. Ellos determinaron que se necesita un período de detención  $PR=3.5$  días para efectuar una reducción del 85-95% con una temperatura de 35 °C. Para estas condiciones, se encontró que la constante  $C$  es igual a 0.0693 y que el coeficiente  $\theta=1.072$ . Substituyendo estos valores en la fórmula anterior se obtiene:

$$PR_t = 3.5 \times 1.072^{(35-T)} \quad (8.2)$$

Para corregir desviaciones del promedio de DBO última de las investigaciones (200 mg/l), se introduce la relación  $Sa/200$ , en donde  $Sa$  es la DBO última del desecho en mg/l. Se incluye además el concepto de período de retención nominal:

$$PR = \frac{V}{Qa} \quad (8.3)$$

En donde:

$$\begin{aligned} V &= \text{volumen, en m}^3 \\ Qa &= \text{caudal del afluente, en m}^3/\text{día} \\ PR &= \text{período de retención nominal, en días} \end{aligned}$$

Con estas sustituciones en la fórmula (8.2) se obtiene:

$$V = 3.5Qa \left( \frac{Sa}{200} \right) 1.072^{(35-T)} \quad (8.4)$$

Estudios posteriores determinaron un valor del coeficiente  $\theta=1.085$ , que ha sido aceptado y en función de consideraciones prácticas, como la demanda de DBO ejercida por el lodo de fondo y posibles deficiencias en operación, se adoptaron valores para  $PR_o=7$  días y  $T_o=35$  °C. Con estas sustituciones se obtiene:

$$V = 0.035 \times Qa \times Sa \times 1.085^{(35-T)} \quad (8.5)$$

El uso de esta relación ofrece dificultades en países en desarrollo puesto que usualmente se desconocen valores de la concentración promedio del desecho. En cambio se puede evaluar, con un buen grado de aproximación, la carga de diseño de DBO (kg/día), en función del aporte per cápita (normalmente está alrededor de 54 g/(hab.día). Adicionalmente, el cálculo del área, a partir de la carga orgánica superficial CSa [kg DBO/(ha.día)] es más importante que el cálculo del volumen, puesto que usualmente se tienen que efectuar consideraciones sobre profundidad adicional para el almacenamiento de los lodos.

La carga orgánica superficial se expresa de la siguiente forma:

$$CSa = 0.001 \times Qa \times \frac{Sa}{A} \quad (8.6)$$

La siguiente relación posibilita el uso de los parámetros en las dimensiones usuales:

$$V = 10,000 \times d \times A \quad (8.7)$$

En donde:

- $d$  = es la profundidad, en m. y
- $A$  = es el área de la laguna, en ha

Sustituyendo las relaciones (8.5) y (8.7) en (8.6), se obtiene la siguiente ecuación:

$$CSa = 285.7 \times d \times 1.085^{(35-T)} \quad (8.8)$$

Es importante destacar que en las relaciones anteriores se debe usar la DBO a 5 días para aguas residuales diluidas o pretratadas y la DBO última, para aguas residuales crudas y concentradas.

La ecuación anterior se encuentra representada gráficamente en la **figura No 8.1**, de la que se puede deducir el beneficio que trae el incrementar la profundidad de lagunas facultativas para obtener menores áreas y mayores cargas orgánicas superficiales. Como se verá más adelante, esta conclusión está en contraposición con los resultados de otras investigaciones.

La ecuación (8.5) puede transformarse para poner el período de retención en función de la concentración, con lo cual se obtiene la ecuación (8.9), la misma que está representada gráficamente en la **figura No 8.2**.

$$PR = 0.035 \times Sa \times 1.085^{(35-T)} \quad (8.9)$$

Para el uso de este modelo se debe tener en cuenta que fue desarrollado para las siguientes suposiciones y restricciones.

1. Una remoción de DBO de alrededor del 90% (85-95%)
2. Durante los experimentos se mantuvieron condiciones de mezcla induciendo corrientes de aire en la superficie y evitando la sedimentación de la materia orgánica.
3. La temperatura fue mantenida en condiciones de equilibrio y el dimensionamiento se efectúa para la temperatura del agua del mes más frío.
4. El uso de las relaciones indicadas está restringido a profundidades menores a 2 m.

Este tipo de expresión resulta en áreas grandes y lagunas de celda única y puede no ser aplicable para otras condiciones prácticas como por ejemplo: cuando el criterio de diseño de la laguna es la de reducción de gérmenes patógenos, el porcentaje de remoción de DBO del 90% puede no ser justificable. La ecuación (8.8) ha sido afectada por dos factores  $f$  y  $f'$  que son correcciones por toxicidad a las algas y por sulfuros, respectivamente, quedando:

$$CSa = 285.7 \times d \times 1.085^{(35-T)} \times f \times f' \quad (8.10)$$

En donde:

$f$  es un factor de toxicidad de las algas. Para aguas residuales domésticas y algunos desechos industriales biodegradables  $f=1$ , y

$f'$  es un factor de corrección debido a la presencia de sulfuros cuyo valor puede evaluarse con la siguiente relación:

$$f' = \exp \left[ \frac{K \times Co}{Ko \times to + 1} \right] \quad (8.11)$$

En donde:

- $K$  = constante de inhibición para un desecho que contiene material tóxico en una concentración  $Co$
- $Ko$  = constante de biodegradación del compuesto tóxico
- $to$  = tiempo de reacción para la constante  $Ko$  y la temperatura  $to$

## 8.2.2 MODELO EN EQUILIBRIO CONTINUO Y MEZCLA COMPLETA

### 8.2.2.1 BASES DEL MODELO

Las bases teóricas del modelo fueron presentadas en el **Capítulo 6**, en donde se indicó que la formulación principal se basa en un balance de masa (en términos de DBO<sub>5</sub>) alrededor de la laguna incorporando la cinética de primer orden para la remoción de DBO. Este balance es expresado en la siguiente ecuación:

$$V \times \frac{ds}{dt} = Qa \times Sa - Q \times S - Kl \times Xb \times S \times V \quad (8.12)$$

En condiciones de equilibrio continuo  $ds/dt=0$ . Para esa condición introduciendo la definición de período de retención nominal ( $PR=V/Qa$ ) y  $K'=Kl.Xb$ , se tiene la ecuación:

$$S = \frac{Sa}{1 + K' \times PR} \quad (8.13)$$

En donde:

- $S$  concentraciones de DBO<sub>5</sub> total del efluente, en mg/l
- $Sa$  concentración de DBO 5 días, soluble del afluente, en mg/l
- $Kl$  constante de degradación específica de primer orden a la temperatura  $T$  del desecho,  $1/(mg \times día)$
- $Xb$  concentración de la biomasa activa, en mg/l
- $K'$  constante de degradación global de primer orden a la temperatura  $T$  del desecho,  $(1/día)$ .

$K_o$  constante de degradación global de primer orden a la temperatura  $T_o$  del desecho, (1/día).  
 $PR$  período de retención nominal, en días.

La influencia de la temperatura puede ser representada utilizando la relación modificada de Arrhenius, en forma similar que para la ecuación (8.1):

$$K' = K_o \times \theta^{(T-T_o)} = K_o \times 1.085^{T_o-20} \quad (8.14)$$

Para los valores sugeridos por Gloyna,  $K_o=1.2$  y  $T_o=35$  °C, (referidos en el siguiente apartado) la expresión anterior se transforma en:

$$K' = 1.2 \times 1.085^{35-T} \quad (8.14')$$

Introduciendo la siguiente definición de eficiencia en la fórmula (8.13) se tiene:

$$E = 100 \frac{Sa - S}{Sa} \quad (8.15)$$

$$PR = \frac{E}{K' \times (100 - E)} \quad (8.16)$$

En donde:

$E$  = eficiencia de remoción de DBO expresada en porcentaje

Adaptando las ecuaciones anteriores para incorporar la carga orgánica superficial  $CSa$  (Kg DBO/(ha.día)), en la misma forma que para el modelo anteriormente discutido (Hernann y Gloyna) se arriba a la siguiente expresión:

$$CSa = 10 \times K_o \times Sa \times d \times \theta^{T-35} \times (100 - E) / E \quad (8.17)$$

Las relaciones anteriores son válidas para condiciones en las cuales no hay pérdidas por infiltración. En algunos casos si se evalúan lagunas con altas infiltraciones, será necesario tomar en cuenta la masa de materia orgánica perdida en el subsuelo. Introduciendo las siguientes definiciones de carga superficial en el balance de masa, se llega a la ecuación (8.20):

$$CSa = Qa \times \frac{Sa}{S} \quad (8.18)$$

$$CSr = Qa \times \frac{Sa}{S} - Q \times S \times A \quad (8.19)$$

$$\frac{CSr}{CSa} = \frac{K' \times PR}{1 + K' \times PR} \quad (8.20)$$

En relación con el uso del modelo de cinética de primer orden anteriormente descrito, se deben tener en cuenta las siguientes suposiciones efectuadas en su desarrollo:

1. Se ha asumido mezcla completa e instantánea en toda la laguna, por consiguiente el efluente de la laguna tiene la concentración igual al líquido en el estanque

2. Una consecuencia de lo anterior es que no existe sedimentación de sólidos y, por consiguiente, tampoco hay eliminación de la DBO asociada con sólidos sedimentados
3. La degradación sigue una reacción de primer orden dependiente de la temperatura
4. El balance de líquido es siempre positivo pues las pérdidas por percolación y evaporación no existen
5. El submodelo hidráulico del líquido es el mismo de la biomasa, es decir que no hay sedimentación de lodos y la materia orgánica es 100% soluble
6. Las constantes de degradación globales de las ecuaciones anteriores han sido determinadas a través de mediciones en el afluente y efluente, asumiendo mezcla completa

### 8.2.2.2 APLICACION PARA DATOS DE MARAIS Y SHAW

En 1961 Marais y Shaw reportan el valor de la constante  $K=0.17$  para una temperatura promedio de 20 °C. Este valor es considerado muy reducido respecto al de otras investigaciones y posteriormente Gloyna sugiere valores de  $K=0.35$  para la misma temperatura y  $K_o=1.2$  para  $T_o=35$  °C, lo cual sustituido en la ecuación (8.16) para una eficiencia de remoción del 90% da un valor de  $PR=7.5$  días. Esto es cercano al valor asumido por Gloyna en la ecuación (8.5), pero con la diferencia de que este modelo se refiere a DBO<sub>5</sub>, mientras Gloyna se refiere a DBO última.

Se puede establecer una comparación de los dos métodos, reemplazando en la ecuación (8.17) la constante  $K_o=1.2$  y una eficiencia de remoción del 90%, con lo cual se obtiene:

$$CSa = 266.7 \times d \times 1.085^{T-35} \quad (8.21)$$

Lo cual se acerca con un buen margen de aproximación a la ecuación (8.8) del modelo anterior, pero con la salvedad de que los dos modelos tratan de diferentes tipos de DBO.

Conviene discutir acerca de las correlaciones de concentración máxima -  $S_p$ - establecidas por Marais y Shaw, para mantener condiciones aeróbicas en toda la profundidad de la laguna. Dichos autores determinaron la siguiente relación:

$$S_p = \frac{600}{1.97d + 8} \quad (8.22)$$

En donde:

$S_p$  = es la concentración de DBO<sub>5</sub>, (mg/l) requerida para mantener condiciones aeróbicas en toda la profundidad -d-, en(m)

Esta ecuación pone de manifiesto el beneficio que puede traer el reducir la profundidad de una laguna para asimilar cargas superficiales mayores, lo cual está en desacuerdo con lo expresado en anteriores formulaciones. Por ello algunos investigadores consideran que el uso de la ecuación (8.22) debe ser discontinuado.

### 8.2.2.3 MODELO BASADO EN LA CINETICA DE PRIMER ORDEN INCORPORANDO LA INFLUENCIA DE LODO ANAEROBICO

Este modelo desarrollado por Marais incorpora la influencia de estratos de lodos en el modelo anteriormente discutido. Las suposiciones efectuadas para desarrollo de este modelo son las siguientes:

- 1) Se considera que la degradación anaeróbica del lodo sigue una reacción de primer orden
- 2) Se considera para las DBO que corresponden a valores últimos de la etapa carbonácea. Esto, aun que no es esencial, se hace por conveniencia de cálculo
- 3) Se asume que la fracción -ip- de la DBO última del afluente -Sua- se dispersa en la laguna, mientras que la fracción -is- sedimenta como lodo
- 4) Se asume mezcla completa tanto para el líquido, como para la biomasa
- 5) Una fracción -Sp- de la DBO que resulta de la fermentación anaeróbica regresa al líquido mientras que la fracción restante -Sg- abandona al sistema como gas

La masa de DBO del lodo -St-, está representada por la siguiente expresión:

$$St = 0.001 \times is \times Sua \times Q / Ks \quad (8.23)$$

En donde:

- St = masa de DBO del lodo, Kg/día
- is = fracción de la DBO última -Sua- del afluente que sedimenta como lodo
- Q = caudal del afluente, en m<sup>3</sup>/día
- Ks = constante de degradación del estrato bental, (1/día)

De un balance de DBO en la laguna en condiciones de equilibrio se obtiene la siguiente ecuación para la DBO última del efluente, Su:

$$Su = \frac{Sua}{K' \times PR + 1} (ip + Sp \times is) \quad (8.24)$$

Existe muy poca información sobre la magnitud de las constantes encerradas entre paréntesis. De datos de sedimentadores primarios se ha podido calcular un valor aproximado para -is- entre 0.4 y 0.6. Datos aproximados para -Sp- -ip- parecen ser 0.4 y 0.6, respectivamente.

La dependencia de temperatura de la constante de degradación del estrato bental está dada por:

$$Ks = 0.002 \times 1.35^{T-20} \quad (8.25)$$

Estas formulaciones pueden ser de utilidad en la determinación de la influencia del lodo en lagunas primarias a lo largo de la vida del proceso.

## 8.2.3 INVESTIGACIONES REALIZADAS EN PAÍSES EN DESARROLLO

### 8.2.3.1 APLICACION PARA INVESTIGACIONES DEL PERU

Este estudio comprendió una evaluación de ocho lagunas, cuatro primarias y cuatro secundarias, funcionando con una variedad de cargas y las evaluaciones se efectuaron durante 55 semanas.

En el diseño de lagunas de estabilización utilizando los modelos en equilibrio continuo, uno de los principales problemas ha sido escoger un adecuado valor para la constante de reacción global -K'-. Los valores reportados por varios investigadores para esta constante varían ampliamente desde 0.1 hasta valores por encima de 2.0. En general, la tendencia ha sido obtener mayores valores de -K'- para menores períodos de retención. Los datos del proyecto de investigación de San Juan, Lima, Perú han servido para desarrollar la siguiente correlación de -K'- versus el período de retención -PR- para las

lagunas primarias y secundarias. Los datos de la constante  $K'$  han sido procesados según la fórmula (8.20):

$$K' = \frac{PR}{A + B \times PR} \quad (8.26)$$

De un estudio de regresión efectuado en la mencionada investigación se han obtenido datos estadísticos de  $A=-14.77$  y  $B=4.46$  para todas las observaciones dentro de los límites de confianza del 96% y con un coeficiente de correlación de 0.916, lo cual es estadísticamente significativo. La ecuación anterior cambia entonces a la siguiente forma:

$$K' = \frac{PR}{-14.77 + 4.46 \times PR} \quad (8.27)$$

El uso de la correlación anterior es recomendado para períodos de retención de 8 o más días, lo que coincidió con los tiempos de residencia para lagunas facultativas durante el estudio. El valor de  $K'$  para  $PR=8$  es de 0.35, lo que es muy cercano al valor sugerido por Gloyna.

### 8.2.3.2 APLICACION PARA INVESTIGACIONES DE BRASIL

Con datos de lagunas a escala piloto, Mara y Silva han desarrollado una correlación de la constante de reacción global, en función del período de retención nominal. La siguiente ecuación se asemeja a la anterior en cuanto a su tendencia.

$$K' = \frac{0.527}{1 + 0.052 \times PR} \quad (8.28)$$

Una comparación de las dos correlaciones anteriormente indicadas se presenta en la **figura No 8.3** en la que se observa una concordancia aceptable de valores para períodos de retención superiores a 10 días.

### CORRELACIONES EMPIRICAS DE CARGA

Existen varias correlaciones y datos desarrollados a través de experiencias de campo que sin lugar a duda, tienen aplicación en el diseño de las lagunas, sobre todo para localidades con características similares.

La primera correlación de cargas de DBO fue reportada por los investigadores Mc Garry y Pescod (para aplicación a climas tropicales), del procesamiento de datos de operación de lagunas facultativas primarias operando en 143 condiciones diferentes y con remociones de DBO entre 70% y 90%. La siguiente correlación fue desarrollada para la carga orgánica superficial:

$$CS_r = 10.35 + 0.725CS_a \quad (8.29)$$

En donde:

- $CS_a$  = carga superficial de DBO aplicada en Kg/(ha. día), calculada con la DBO total del afluente
- $CS_r$  = carga superficial de DBO removida en Kg/(ha.día), calculada restando la carga de DBO soluble del efluente de la carga aplicada, en Kg/(ha.día)

La correlación anterior es aplicable a zonas tropicales y templadas, tiene un error estándar de estimación de  $\pm 16.4$  kg DBO/(ha.día), y es aplicable para un intervalo de  $CS_a$  entre 50 y 500.

El uso de este tipo de correlaciones permite estimar la calidad del efluente de lagunas primarias, en función de la carga superficial orgánica, parámetro que ha sido empleado y considerando como un importante criterio de dimensionamiento por varias décadas.

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

$$CSr = A + B \times CSa \quad (8.30)$$

En este estudio se desarrollaron varias correlaciones con altos valores del coeficiente de correlación.

De igual forma, se han desarrollado correlaciones de carga a base de datos de DQO. Para el efecto, se ha considerado que la DQO biodegradable soluble del efluente -S- es la DQO filtrada resultante del análisis -Sf-, menos la DQO no biodegradable asociada con material inerte y soluble.

$$S = Sf - Sa (fi + 1.42 \times fn) \quad (8.31)$$

Para el cálculo se ha asumido  $fi=0.07$  y  $fn=0.05$ .

El empleo de esta metodología para la determinación de la cantidad de materia orgánica removida es recomendable, solo a falta de mejores herramientas.

### 8.2.3.3 ESTUDIOS SOBRE CARGA MÁXIMA APLICABLE

En 1970 Mc Garry y Pescod reportan una correlación que describe la carga máxima aplicable a una laguna facultativa, en función de la temperatura del ambiente. Dicha correlación fue determinada a través del procesamiento de datos operativos de muchas instalaciones en el mundo, trabajando cerca de los límites de carga. Los datos procesados tienen en cuenta la deficiencia de corresponder a observaciones visuales y no estar respaldados por Mediciones. Si n embargo, los resultados son importantes una vez realizadas investigaciones posteriores.

La correlación desarrollada expresa la carga orgánica superficial máxima -CSm- en unidades de kg DBO/(ha.día), sobre la cual la laguna falla, eliminando su estrato aeróbico y convirtiéndose en anaeróbica en toda su extensión:

$$CSm = 60.29 \times 1.0993^{Tai} = 400.6 \times 1.099^{Tai-20} \quad (8.32)$$

En donde:

$$Tai = \text{Temperatura ambiental, promedio mínimo mensual, } ^\circ\text{C}$$

La correlación anterior evidencia que para temperaturas entre 20 y 25 °C, es posible aplicar cargas entre 400 y 600 kg DBO/(ha.día), respectivamente. A nivel de diseño, la aplicación de la correlación anterior debe ser para el mes más frío del año para asegurar un funcionamiento adecuado. Es interesante observar que la última ecuación se asemeja a la ley modificada de Arrhenius con un valor  $\theta=1.0993$ , lo cual indica que la producción de oxígeno por las algas incrementa un factor de 2.58 por cada 10 °C de incremento.

La segunda investigación de límite de carga facultativa fue efectuada en Perú con el procesamiento de datos de carga en función de la fracción del amoníaco presente. Estos resultados se presentan gráficamente en la **figura No 8.4**, en donde se puede observar que la curva corta al valor de la ordenada correspondiente a 1, para un valor de la carga 357.4 kg DBO/(ha.día). Esta figura es de importancia para ayudar a entender en forma racional, el límite de carga entre las lagunas facultativas y las anaeróbicas, en base a la predominancia del proceso biológico. Como la ganancia de amoníaco (NH<sub>3</sub>) sólo es posible como resultado de los procesos anaeróbicos, se puede concluir que para cargas sobre 357.4 kg/(ha.día)

predominan los procesos anaeróbicos. Este nuevo concepto se aparta del clásico basado en el oxígeno disuelto superficial.

La correlación de carga indicada en la **figura No 8.4** fue desarrollada con datos de 40 observaciones y tiene un alto coeficiente de correlación de 0.9727:

$$Y = \frac{CSa}{57.188 + 0.84 \times CSa} \quad (8.33)$$

En donde:

$Y$  = fracción del amoníaco que sale de la laguna

Usando las correspondientes substitutiones de caudal, área, período de retención, volumen y el mismo factor de dependencia de la temperatura propuesto por Gloyna se desarrolló la siguiente ecuación de dependencia de la temperatura:

$$CSm = 357.4 \times 1.085^{T-20} \quad (8.34)$$

en donde:

$T$  = es la temperatura de la laguna, correspondiente al mes más frío, °C

Las dos correlaciones explicadas anteriormente se presentan gráficamente en la **figura No 8.5** en la que se observa una razonable coincidencia. Tanto las ecuaciones (8.32), como la (8.34) pueden usarse, dependiendo del tipo de dato disponible en relación con la temperatura. A nivel de diseño se recomienda usar cargas más bajas que la máxima aplicable, y su valor debe determinarse en consideración a factores como:

- La existencia de variaciones bruscas de temperatura
- La forma de la laguna (las alargadas son sensibles a variaciones y deben tener menores cargas)
- La existencia de desechos industriales
- El tipo de sistema de alcantarillado, etc.

Estudios posteriores sobre las concentraciones de clorofila en lagunas a escala piloto evidencian que para cargas de DBO de 350 kg/(ha.día) se produce una brusca disminución de los niveles de clorofila, debido al decremento de producción de algas. Estos resultados confirman la validez de la fórmula anterior.

Si bien se recomienda que para lagunas facultativas secundarias (que siguen de una anaerobia), se utilice la siguiente expresión.

$$CSm = 250 \times 1.085^{T-20} \quad (8.34')$$

#### 8.2.4 MODELO DE FLUJO DISPERSO PARA REMOCIÓN DE LA MATERIA ORGÁNICA

Según se ha explicado en el **Capítulo 6** este modelo se desarrolla a partir de un balance de material, alrededor de un reactor de flujo laminar tipo pistón, en el que existen dos mecanismos de transporte.

- La dispersión convectiva en la dirección del flujo y
- Dispersión molecular axial

La solución de este balance de masa ha sido publicada por Wehner y Wilhem y fue traída a la bibliografía de la ingeniería sanitaria por Thirimurthy. La formulación para condiciones de flujo intermedias entre flujo a pistón y mezcla completa es la siguiente:

$$\frac{S}{Sa} = \frac{4 \times a \times \exp^{(1/2d)}}{(1+a)^2 \times \exp(a/2d) - (1-a)^2 \times \exp(-a/2d)} \quad (8.35)$$

En donde

- $Sa$  = DBO<sub>5</sub> total del afluente, en mg/l
- $S$  = DBO<sub>5</sub> soluble del efluente, en mg/l
- $a$  = Constante del modelo, expresada con la siguiente relación:

$$a = (1 + K \times PR \times d)^{1/2} \quad (8.36)$$

- $K$  = Constante neta de reacción de la DBO, 1/días
- $d$  = Constante de difusidad o factor de dispersión adimensional, que es una característica de cada laguna
- $PR$  = Periodo de retención nominal=V/Q, en días

Una de las características fundamentales del modelo de flujo disperso es la solución para condiciones extremas. La ecuación (8.35) se resuelve con la expresión del modelo de flujo de mezcla completa, para el valor  $d=\infty$ .

Los valores recomendables para el factor de dispersión han sido determinados en las investigaciones del Perú en función de la forma de cada laguna. Este aspecto se discute en el capítulo de Lagunas de Maduración, que propiamente se denominan lagunas para reducción de organismos patógenos.

Las restricciones de uso del modelo de flujo disperso son las siguientes:

- 1) Se asume que tanto la biomasa, como el líquido tienen el mismo comportamiento en relación con el submodelo hidráulico. Esto, como se sabe, es correcto solamente para el líquido, mas no para la biomasa.
- 2) Habiéndose caracterizado adecuadamente por lo menos un submodelo hidráulico, es necesario el uso de la constante neta de biodegradación  $-K$ , en lugar de la constante global  $-K'$ . De acuerdo con las investigaciones de Chiang y Gloyna. El orden de magnitud de estas constantes es de:
  - 0.17 a 0.20 para lagunas facultativas y
  - 0.13 a 0.16 para lagunas de maduración.
- 3) Por consiguiente para uso de esta modelo en lagunas en serie, se recomienda la disminución del coeficiente después de la primera unidad.

$$CS = 285.7 d \theta^{T-35}$$

$$CS = \frac{Kg \text{ DBO}}{Ha \times \text{Día}}, \quad d = m, \quad \theta = 1.085$$

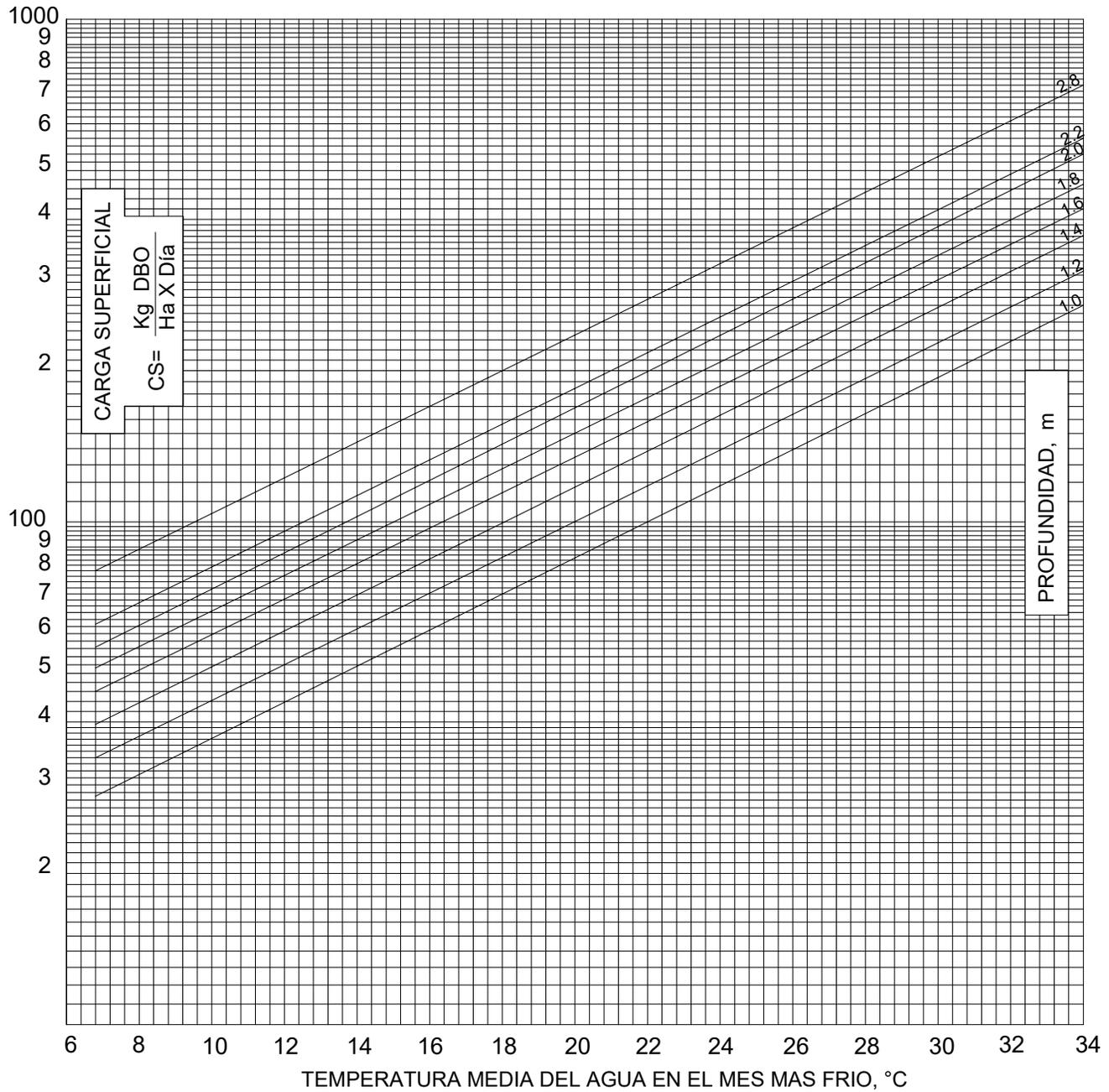
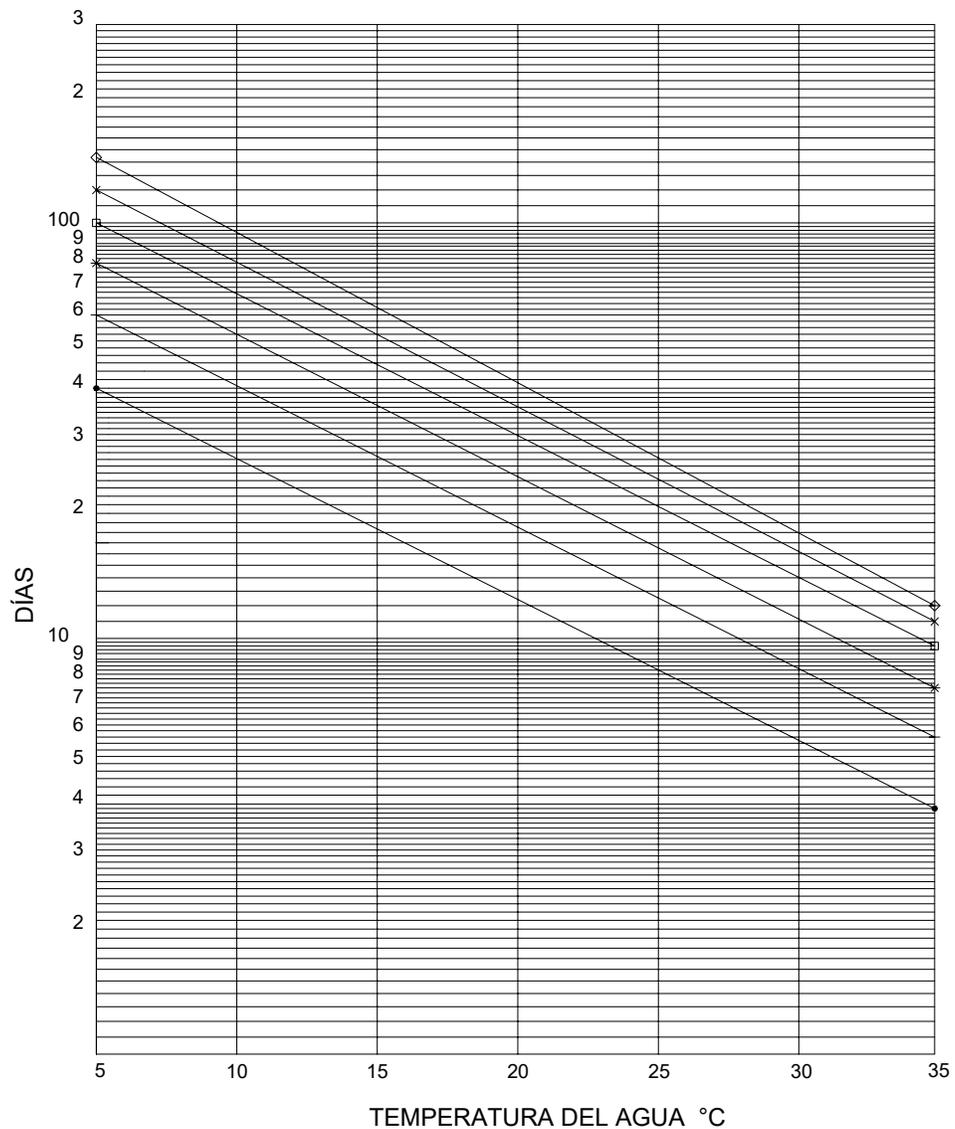


FIG. No. 8.1

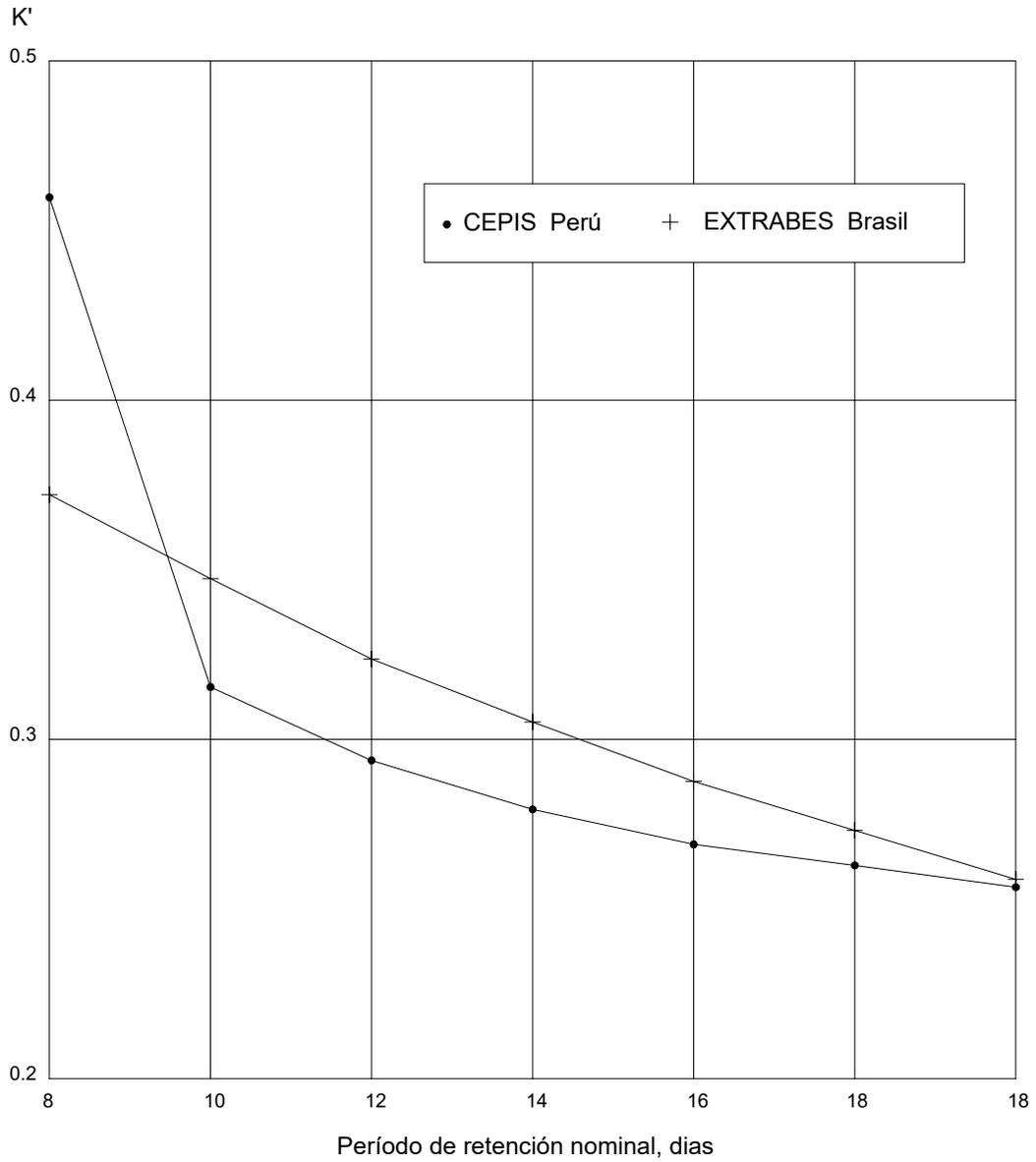
RELACIÓN ENTRE CARGA SUPERFICIAL TEMPERATURA  
Y PROFUNDIDAD PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
**LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**  
TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN



• DBO=100    — DBO=150    \* DBO=150  
 □ DBO=250    \* DBO=300    ◇ DBO=350

FIG. No. 8.2

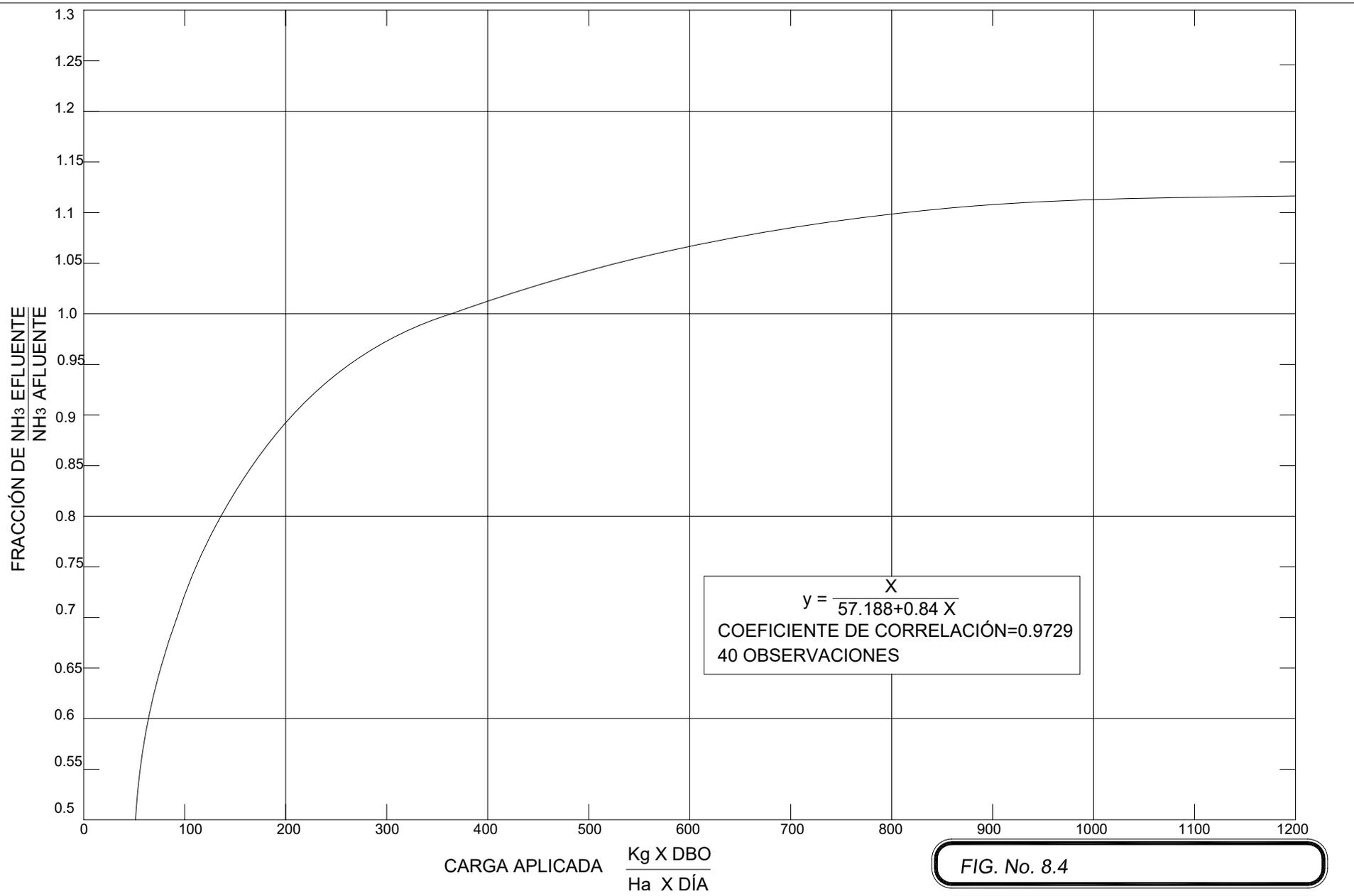
PERIODO DE RETENCIÓN EN LAGUNAS  
 SEGÚN MODELO DE GLOYNA  
 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
 TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN



$K'$  en unidades de 1/día

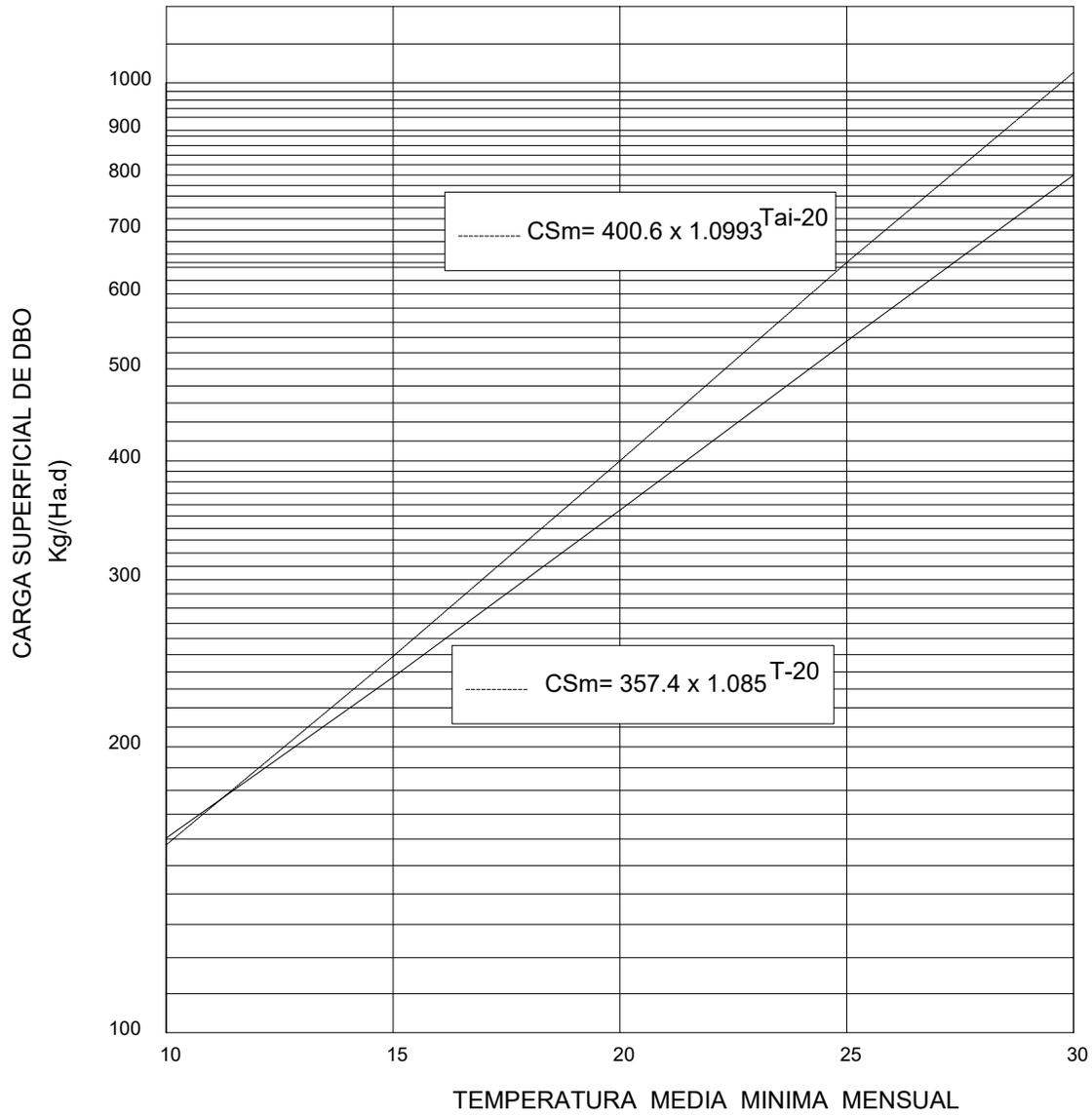
FIG. No. 8.3

COEFICIENTE GLOBAL DE REACCIÓN  
 COMPARACIÓN DE DOS ESTUDIOS  
 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
 TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN



**FIG. No. 8.4**

FRACCIÓN DE NITROGENO AMONICAL  
 EN EL AFLUENTE vs CARGA SUPERFICIAL  
**LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**  
**TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN**



T ó Tai en grados centigrados

FIG. No. 8.5

CARGA SUPERFICIAL MAXIMA POSIBLE  
 EN LAGUNAS FACULTATIVAS  
**LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**  
**TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN**

## CAPÍTULO 9

### 9 LAGUNAS DE MADURACIÓN

#### 9.1 MODELOS DE REDUCCIÓN BACTERIANA

##### 9.1.1 MODELO DE MEZCLA COMPLETA

A pesar de tener serios inconvenientes, el modelo de mezcla completa ha sido usado repetidamente para el dimensionamiento de lagunas para reducción bacteriana. Entre las principales fallas de este modelo está la suposición del submodelo hidráulico de mezcla completa, que como se verá más adelante está muy lejos de la realidad en la generalidad de los casos. Otro serio inconveniente es la aplicación a lagunas de igual tamaño en serie, principalmente en el caso de sistemas con unidades primarias del tipo anaeróbico. En este caso el error ha sido el mantener la segunda laguna (supuestamente facultativa) de igual tamaño que la anaeróbica, sin cuidar que se den las condiciones de carga facultativa, produciéndose un acarreo de la carga anaeróbica a través del sistema.

Este modelo entra en desuso con el desarrollo de las constantes de mortalidad neta y la caracterización del submodelo hidráulico que forman parte del modelo de flujo disperso.

Asumiendo mezcla completa, los datos de evaluaciones de lagunas han sido procesados para calcular las constantes globales de mortalidad bacteriana, con el uso de la siguiente fórmula:

$$Kb' = \frac{No / N - 1}{PR} \quad (9.1)$$

En donde:

- $N$  y  $No$  = son respectivamente el coliforme fecal del efluente y influente en NMP/100 ml,
- $Kb'$  = es la constante de mortalidad global en (1/días) y
- $PR$  = es el período de retención nominal de la laguna en días

Para el dimensionamiento de lagunas de maduración se han usado las constantes desarrolladas por Marais, quien usó datos de evaluación de lagunas en África Central y del Sur. Estas lagunas fueron de celda única y en serie, recibiendo desecho crudo y afluentes de filtro biológico y de tanque séptico. Los análisis de coliforme total, fecal y estreptococo fecal, realizados en influente y efluente de las lagunas fueron procesados asumiendo reactor completamente mezclado. Aunque los valores calculados variaron considerablemente (entre 0.3 y 8.0 1/días para coliforme fecal), los promedios para los tres organismos se reportaron alrededor de 2.0 (1/día). Los datos obtenidos para lagunas en serie se ajustaron razonablemente al modelo de Marais con un valor de  $Kb'=2$ . Otros experimentos con una serie de nueve lagunas de maduración dieron como resultado una constante de mortalidad global de coliforme fecal  $Kb'=1.6$  (1/día). Es importante destacar que durante esas experiencias los investigadores dieron muy poca importancia a la temperatura, estratificación termal y condiciones anaeróbicas; esos valores no fueron medidos o reportados.

Con el objeto de determinar la influencia de la temperatura en la tasa de reducción bacteriana, Marais realizó un reprocesamiento de los datos reportados por Slanetz y encontró un valor de  $Kb'=2.6$  para 20 °C, con la siguiente relación de dependencia de temperatura, válida entre 5 y 21 °C:

$$Kb' = 2.6 \times 1.19^{T-20} \quad (9.2)$$

La ecuación anterior indica un coeficiente de la ley modificada de Arrhenius  $\theta=1.19$ , lo que significa que la tasa de Mortandad de coliforme fecal en las lagunas de estabilización es altamente dependiente de la temperatura. Este valor comparado con valores similares para coliformes es alto.

Skerry y Parker efectuaron evaluaciones de varias lagunas en Australia, reportando un amplio intervalo de valores de tasa de mortandad. Para el verano se indica un intervalo de 0.18-7.0 (1/día) y para el invierno 0.22-10 (1/día). Estas constantes fueron desarrolladas asumiendo mezcla completa; en un gran número de casos las mortandades en invierno fueron mayores. Estos autores sugieren que las aves en las lagunas contribuyen con materia fecal, produciendo grandes fluctuaciones en el conteo de coliforme fecal.

Evaluaciones de lagunas de Wright para condiciones de flujo continuo y bajo la suposición de mezcla completa confirman el orden de magnitud de  $K_b'$  global de Marais, para lagunas de maduración, con valores de  $K_b'=2.4$  (1/día).

Cabe destacarse que Marais presenta dos importantes conclusiones, la primera fue la determinación de influencia negativa de la estratificación termal en la mortandad de coliforme fecal. Estudios efectuados en Zambia indicaron que en verano, con temperaturas de aire sobre 23 °C y ausencia del viento, producen una estratificación continua en las lagunas, que resulta en la reducción de la tasa de mortandad bacteriana, debido principalmente a cortocircuitos. La segunda importante conclusión es la reducción de la mortalidad de coliformes fecales en condiciones anaeróbicas. Sobre este aspecto, recientes investigaciones sobre mortalidad de coliforme fecal realizadas en Jordania en lagunas anaeróbicas, indican que las tasas de mortalidad globales son considerablemente menores que para lagunas facultativas.

Este modelo se debe usar como último recurso y a falta de mejores datos. El modelo de flujo disperso que se discute en el siguiente inciso es una herramienta desarrollada con componentes más aceptables.

### **9.1.2 MODELO DE FLUJO DISPERSO**

Según lo explicado en el **Capítulo 6** (Principios del Diseño de Reactores), los dos componentes esenciales de este modelo son: la constante de mortalidad neta y la caracterización del submodelo hidráulico a través del factor de dispersión. A continuación se presenta una discusión de los dos aspectos.

#### **9.1.2.1 Mortalidad Neta**

Esta es una constante de reacción de primer orden que caracteriza a la Ley de Chick y es desarrollada a través de pruebas específicas en equilibrio discontinuo, o en reactores de forma alargada funcionando en estado estable. En ambos casos la mortalidad de bacterias se comporta exactamente con la misma formulación matemática. El uso de datos de mortalidad neta es solamente correcto en un modelo que describa adecuadamente el funcionamiento hidráulico de una laguna.

Los ensayos con lagunas subdivididas, simulando flujo a pistón, son de gran utilidad en la determinación de tasas de mortalidad neta de bacterias, no solo porque proveen datos de la constante cinética de mortalidad, sino porque al mismo tiempo, validan el uso del modelo de flujo disperso, en una de sus condiciones límites.

La forma de determinar la constante de mortalidad bacteriana es a través de pruebas en equilibrio discontinuo llamadas "tipo batch". En el **cuadro 9.1** se presenta un resumen de datos de mortalidad de coliformes, tomado de varias fuentes.

## CUADRO 9.1

### TASAS DE MORTALIDAD BACTERIANA NETA

COLIFORME	TEMP. °C	Kb, 1/d	TIPO DE SISTEMA
Fecal	7.9	0.460	Flujo tipo pistón
Fecal	12.7	0.714	Flujo tipo pistón
Fecal	17.9	0.852	Flujo tipo pistón
Fecal	25.2	1.612	Flujo tipo pistón
Fecal	11-15	0.552	Flujo tipo pistón
Fecal	16-29	0.644	Flujo tipo pistón
Fecal	21.7	0.857	Flujo tipo pistón
Total	20.0	0.740	En 23 pruebas
Fecal	20.0	0.840	En 31 pruebas
Fecal	20.0	0.936	Varias pruebas
Fecal	20.0	0.800	Para agua dulce

Los valores antes indicados corresponden a lagunas funcionando con un mecanismo de fotosíntesis bien establecido, o sea del tipo facultativo.

Otro estudio sobre el tema, es el de Gamini realizado en el Instituto Asiático de Tecnología, con evaluaciones de lagunas facultativas y de acabado, en funcionamiento continuo y a escala piloto. Estas evaluaciones también incluyeron pruebas de trazadores para el estudio del comportamiento hidráulico de las lagunas. Se efectuaron conteos de microorganismos a la entrada y salida y se calcularon las constantes de mortalidad neta utilizando el modelo de dispersión. Hay divergencia con los valores desarrollados a través de pruebas específicas, pues las constantes de mortalidad neta calculadas son mucho más reducidas. Dicho autor desarrolló la siguiente correlación múltiple que define la constante de mortalidad Kb del coliforme fecal:

$$\exp(Kb) = 1.1274(0.6351)(1.0281)^T (1.0016)^{Xa} (0.9994)^{CSa} \quad (9.3)$$

en donde:

$$\begin{aligned} Xa &= \text{Concentración de algas, mg/l} \\ CSa &= \text{carga aplicada de DQO, kg/(ha.día)} \end{aligned}$$

Y los otros parámetros están previamente definidos.

El uso de esta correlación para valores comunes de los parámetros, por ejemplo: T=20 °C; Xa=200; CSa=200, resulta en un valor de Kb=0.412 (1/días), lo cual es muy bajo en comparación con los valores usuales. La razón de esta diferencia es la técnica inapropiada en la conducción de las pruebas de trazadores, por ello los datos de Gamini no son comparables con los valores indicados en el cuadro 9.1.

Uno de los aspectos de mayor importancia es la influencia de la temperatura en el coeficiente de mortalidad neta. Para determinar un valor confiable se han procesado datos de varias fuentes de información. Por ejemplo, utilizando los datos de Klock que se indican en el cuadro 9.1 se puede calcular el coeficiente "θ" de dependencia de la temperatura (Ley de Arrhenius), este valor es aproximadamente 1.07. Mancini reporta un valor exactamente igual θ=1.07 para mortalidad del coliforme en agua de mar y en agua dulce. Gameson desarrolló, en experimentos controlados, el valor de la constante θ=1.07. Finalmente, otro informe describe en detalle la evaluación de eficiencia de mortalidad de microorganismos de las lagunas de Logan, EE.UU., utilizando un modelo tipo flujo pistón, segmentado y con espacios muertos. En estos estudios se determinó un coeficiente de dependencia de temperatura, de la ley modificada de Arrhenius θ=1.072. Estos datos se presentan en la **figura No 9.1**, en donde se

observa una excelente conformidad de datos. En este trabajo se recomienda el uso del valor  $\theta=1.07$  indicado, según se indica en diversas publicaciones.

$$Kb = 1.1 \times 1.07^{T-20} \quad (9.4)$$

Sin embargo la expresión anterior comúnmente se ha reportado de la siguiente forma:

$$Kb = 0.841 \times 1.07^{T-20} \quad (9.4')$$

Es importante destacar que en las investigaciones llevadas a cabo en las lagunas de San Juan, en el Perú, se ha validado al coliforme fecal como indicador de la mortalidad de Salmonella.

### 9.1.2.2 Submodelo Hidráulico

Para efectos prácticos, la caracterización del submodelo hidráulico consiste en desarrollar un método para determinar la dispersión en una laguna de características dadas. En esta parte del trabajo se recuerda que en la mayoría de casos en la práctica, este factor sobrepasa un valor de 2.0, lo que de antemano es un buen criterio de orden de magnitud.

Se han descrito dos metodologías para estimar el factor de dispersión en una laguna, sin necesidad de realizar pruebas de trazadores. El primer método parte de consideraciones de orden teórico y trata de agrupar una serie de variables. Existen tres formulaciones para la determinación del factor de dispersión: la primera reportada por Fisher que considera el flujo en un estanque de las características de un canal y describe el factor de dispersión con la siguiente fórmula:

$$d = \frac{0.304(PRvA)^{0.5} (A + 2Z)^{1.5}}{(LZ)^{1.5}} \quad (9.5)$$

En donde:

- $d$  = factor de dispersión adimensional
- $PR$  = período de retención en días
- $v$  = viscosidad cinemática en  $m^2/día$
- $A$  = ancho del canal en metros
- $Z$  = profundidad de la laguna en metros
- $L$  = longitud de paso del fluido desde el afluente hasta el efluente en metros

Esta formulación resulta en valores más altos que los determinados experimentalmente, por ejemplo para una laguna cuadrada de 1 ha, con un período de retención nominal de 10 días y una profundidad de 1.3 m, resulta en un factor de dispersión de 1.98, lo cual es aproximadamente el doble del valor experimental.

La segunda y tercera formulaciones hacen uso de la modificación de Liu y sustituciones de Polprasert y tienen las siguientes formas:

$$d = \frac{0.168(PRv)^{0.25} (A + 2Z)^{2.35}}{(LAZ)^{1.25}} \quad (9.6)$$

$$d = \frac{0.187[PRv(A + 2Z)]^{0.489} A^{1.511}}{(LZ)^{1.489}} \quad (9.7)$$

Para el caso de la laguna anterior, el uso de la última fórmula resulta en un valor ligeramente menor, de 1.746. En cambio para una laguna rectangular, de 2 ha y con una relación largo/ancho de 2.0, un período de retención nominal de 10 días y una profundidad de 1,5, resulta en un coeficiente de dispersión de 0.356, mismo que es menor que lo determinado experimentalmente. Si bien las formulaciones anteriores son de difícil comparación por efecto del gran número de variables incorporadas, los resultados que se obtienen dan valores dentro de un orden de magnitud aceptable, a falta de mejores datos.

El segundo método para determinar el factor de dispersión se basa exclusivamente en datos de 24 pruebas de trazadores, a escala completa validadas por un alto porcentaje de recuperación del trazador. Los factores de dispersión han sido agrupados para las diferentes lagunas, según la respectiva relación largo/ancho (L/A) y se ha desarrollado la siguiente correlación con un significativo coeficiente de correlación  $R^2 = 0.99954$ .

$$d = \frac{(L/A)}{-0.26118 + 0.25392(L/A) + 1.01368(L/A)^2} \quad (9.8)$$

El uso de la correlación anterior ofrece las mejores ventajas como son la simplicidad y dependencia solamente de una variable. En la **figura No 9.2** se presenta la correlación mencionada para el rango de valores de la relación largo/ancho que puede esperarse en la práctica. De acuerdo con los datos indicados puede recomendarse el uso de los siguientes valores fáciles de recordar para formas usuales de lagunas:

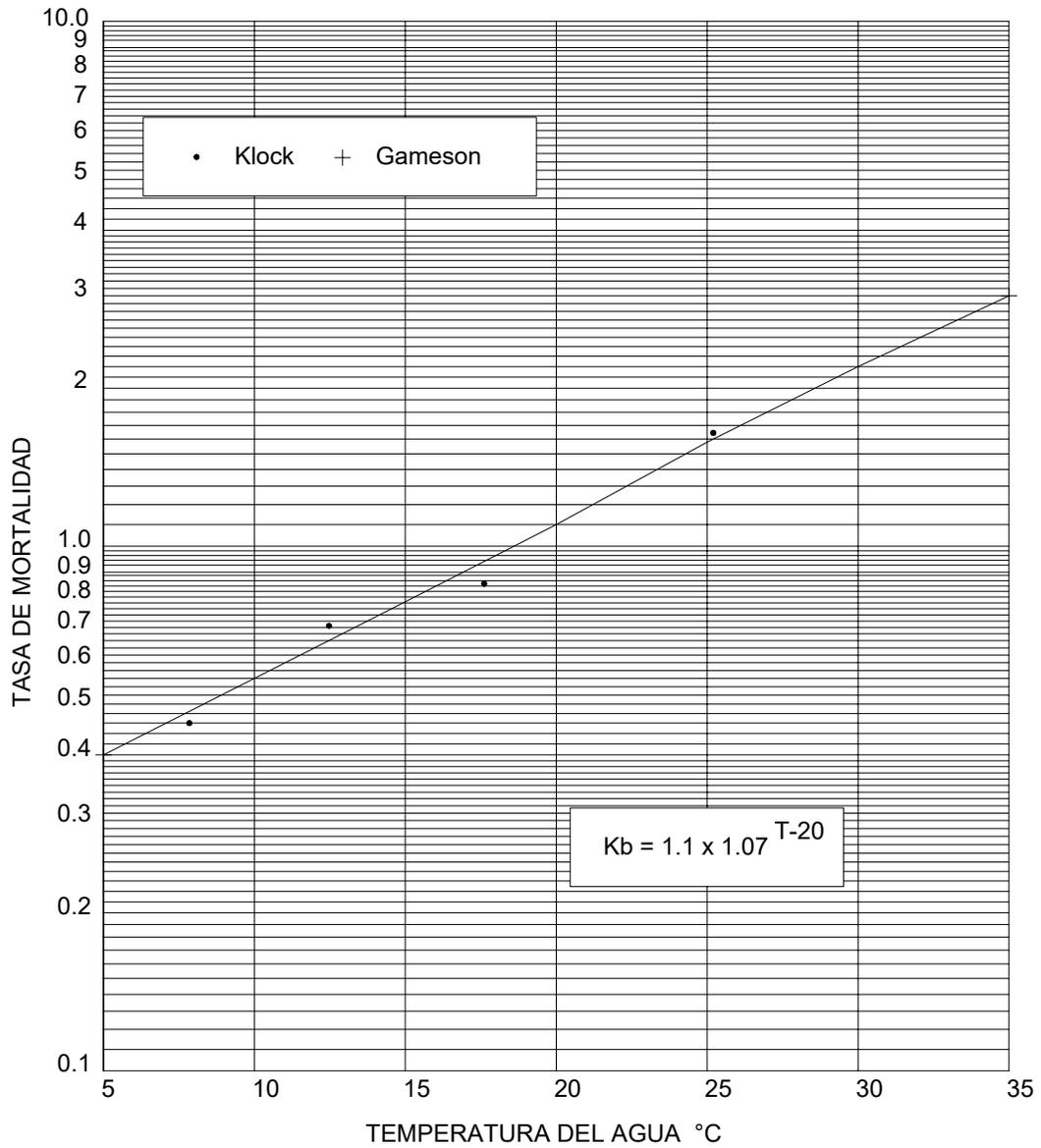
Para L/A= 1 (laguna cuadrada)	d=1.0
Para L/A= 2 (laguna rectangular)	d=0.5
Para L/A= 4 (laguna rectangular)	d=0.25

### 9.1.3 MODELO DE FLUJO A PISTÓN

Es conveniente recordar que el modelo de flujo a pistón, es una solución del modelo de dispersión, para el caso en que  $d=0$  y, que se expresa como:

$$N = N_0 \exp(-K \times PR) \quad (9.9)$$

Esta expresión se discute en el **capítulo 6**, en donde se detallan los términos y constantes que la integran.



Tasa de mortalidad en 1/días

FIG. No. 9.1

INFLUENCIA EN LA TEMPERATURA EN LA TASA DE MORTALIDAD DE COLIFORME FECAL  
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN

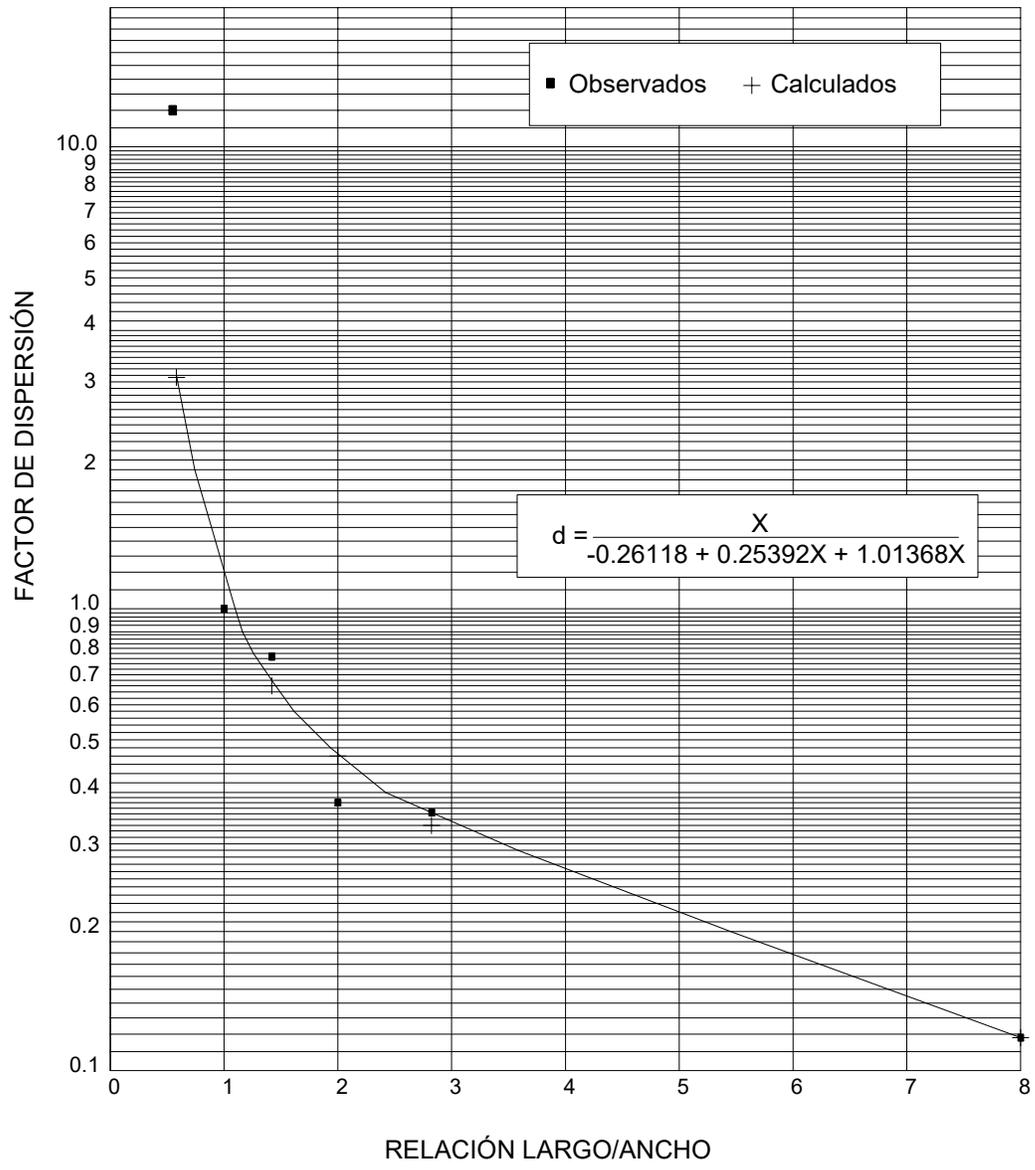


FIG. No. 9.2

FACTOR DE DISPERSIÓN vs FORMA PARA  
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN

## CAPÍTULO 10

### 10 LAGUNAS, OTRAS CARACTERÍSTICAS

La reducción de coliformes a través de una planta de tratamiento secundario con aplicación de 8 mg/l de cloro y un tiempo de contacto de 15 minutos, todavía puede dejar un contenido de coliformes sobre 1000/100 ml. En cambio en una laguna de pulimento para efluentes secundarios se pueden tener valores muy por abajo del anterior. Esto es muy ventajoso no solamente para efluentes secundarios sino para desechos crudos, ya que las lagunas de estabilización han demostrado que son uno de los procesos más eficientes en la destrucción de gérmenes patógenos.

En relación con los mecanismos de acción para la destrucción de organismos patógenos se deben distinguir dos casos: la remoción de parásitos y la mortalidad bacteriana. En el primer caso se ha establecido que el principal mecanismo es la sedimentación, de modo que para asegurar la remoción de los nematodos intestinales que son los parásitos de interés en el tratamiento de aguas residuales, se requiere un período de retención de por lo menos 10 días.

Se ha postulado que los mecanismos de destrucción bacteriana son varios. Entre los factores mencionados se encuentran: la sedimentación, el antagonismo con otros organismos (principalmente algas), la temperatura, la radiación solar y el incremento del pH. Varios autores indican que un conjunto de los factores indicados son responsables por la reducción de bacterias en lagunas. En determinaciones de coliformes fecales realizadas durante las 24 horas del día en una laguna de tipo facultativo se encontró que la destrucción de bacterias ocurre principalmente en los estratos superiores y durante las horas de mayor insolación, en donde el proceso de fotosíntesis se encuentra en su máxima productividad, lo que resulta en un notable incremento del pH.

En relación con la DBO y la DQO es necesario recordar que el principio fundamental del tratamiento biológico de aguas residuales domésticas se basa en promover el crecimiento continuo de biomasa que sintetice dentro de células vivas, la mayor proporción de la materia orgánica que se halla presente en estado disuelto. La biomasa de las lagunas de estabilización está formada mayormente por algas y microorganismos que viven simbióticamente.

En lagunas facultativas, el sistema carbonatado está sujeto a cambios cíclicos durante el día. Aunque los cambios en la alcalinidad total no son grandes, ocurren cambios en los componentes de la misma tales como cambios de bicarbonatos a carbonatos e hidróxidos. Se han encontrado cambios en el pH llegando a valores tan altos como 10 y 11, especialmente cerca de la superficie donde las concentraciones de algas y oxígeno son mayores.

Las variaciones se deben principalmente a la actividad fotosintética. El  $\text{CO}_2$  producido por las bacterias no satisface los requerimientos de las algas durante las horas del día. Aún el contenido de bióxido de carbono libre del desecho crudo tiene un uso instantáneo para el crecimiento de las algas. Las algas extraen  $\text{CO}_2$  de los bicarbonatos y carbonatos ocasionando un incremento en el pH.

En la medición del pH con la profundidad de una laguna se ha hallado una dependencia con respecto a factores tales como: el tipo de laguna, el grado de mezcla, la cantidad de lodo acumulado y la posición de la unidad de un sistema en serie. Existe una influencia del pH en el crecimiento y fotosíntesis de las algas, se ha encontrado un paralelismo entre la producción y tasa de fotosíntesis y el incremento del pH. Como resultado de esto existe un paralelismo entre las variaciones del pH y el oxígeno disuelto. Los valores más altos reportados corresponden a horas pasado el medio día, entre las 14 y 16 horas.

Las aguas residuales pueden precipitar calcio a valores elevados de pH debido al cambio en el equilibrio de las especies carbonáceas.

La temperatura es uno de los factores de mayor importancia en el funcionamiento de las lagunas de estabilización. La constante cinética de primer orden de degradación del sustrato es una función de la temperatura en su rango de 5 a 35 °C de acuerdo con la ley modificada de Van't Hoff-Arrhenius. Se ha demostrado que el crecimiento de las algas es máximo en un rango de temperatura de 25 a 30 °C. Temperaturas más altas disminuyen el crecimiento y para temperaturas sobre los 35 °C se ha observado que la actividad de las algas se inhibe totalmente.

En cuanto a la estratificación termal la radiación solar, el viento y la profundidad, tienen marcada influencia en la duración e intensidad ésta. En lagunas más profundas se pueden esperar estratificaciones continuas en ausencia del viento. En vista del número de factores que influyen en la estratificación termal, esta se producirá de acuerdo con las características meteorológicas y físicas de cada instalación, la presencia de la estratificación termal tiene una influencia negativa en la eficiencia de las lagunas, esto se debe a que se producen cortocircuitos.

Bajo condiciones de baja mezcla puede presentarse una estratificación térmica en una laguna. En esta condición, "las masas de agua se estratifican debido a las diferentes densidades en función de la temperatura". La profundidad a la cual la tasa de cambio de la temperatura con la profundidad es máxima, define la "termoclina". En lagunas facultativas, el estado crítico de estratificación térmica es alcanzado cuando la "oxipausa" (profundidad a la que el O<sub>2</sub> es cero) alcanza la termoclina. En esta condición, la difusión de oxígeno en el fondo de la laguna es mínima y ésta puede estar sujeta a cortocircuitos de encontrarse las estructuras de entrada y salida localizadas en la superficie. Bajo condiciones de laboratorio y sin mezcla, se ha encontrado que el contenido de oxígeno en el estrato aeróbico decrece linealmente con la profundidad, no presentándose termoclina.

En la investigación de lagunas de San Juan, Lima los perfiles de temperatura registrados no presentan evidencias de estratificación termal continua; en este caso se deben distinguir condiciones de invierno y verano, con una buena influencia del viento en todo el año.

En el invierno (entre los meses de mayo a noviembre) las características meteorológicas de la costa peruana presentan condiciones nubladas y por lo general las lagunas tienen una temperatura uniforme en profundidad. Durante este período de meses fríos, ocurre ocasionalmente un día soleado y las lagunas estratifican por períodos no mayores a 6 horas (10 am a 6 pm) con una diferencia de temperatura de unos 3 °C. Durante los meses de verano (diciembre a abril) la estratificación termal se presenta casi todos los días por períodos un poco más largos (10 am a 8 pm), con diferencias de temperatura que alcanzan los 7.5 °C. Las condiciones en las cuales se inicia la estratificación termal han sido registradas en varias oportunidades en dicha instalación, observándose que se requiere una insolación de por lo menos 160 cal/cm<sup>2</sup> y 6 horas de sol.

En condiciones más tropicales como las de las lagunas de Campinha Grande, las estratificaciones son más largas (de 9 am a 10 pm) y más intensas (hasta 8 °C de diferencia), con velocidades de viento promedio de 1.61 km/h y valores extremos entre 1.25 y 2.22 km/h.

El conocimiento de las condiciones de estratificación termal para cada caso particular es importante para la adecuada ubicación de niveles de las estructuras de entrada y salida a la laguna, y también para la adopción de medidas que promuevan la desestratificación.

Entre estas medidas puede utilizarse la recirculación, la cual incrementa notablemente la mezcla interna. Otra medida es la instalación de mezcladores con baja densidad de energía (1-2 W/ m<sup>3</sup>). La ubicación de la entrada de una laguna debe ser de tal modo que el afluente transfiera lo máximo de momento a la masa líquida. Descargas sobre la superficie favorecen normalmente la desestratificación en climas tropicales. Una medida adecuada para combatir los cortocircuitos es la subdivisión de la laguna con tabiques pero esta medida no impide la estratificación termal.

Chiang y Gloyna estudiaron la influencia de la temperatura ambiente en la termoclina. Se encontró que a mayores temperaturas, menor la profundidad del estrato aeróbico. A altas temperaturas, el aporte de DBO de los depósitos de fondo es mayor a la vez que las altas concentraciones de algas en las capas

superficiales disminuyen la penetración de la luz limitando de esta manera la fotosíntesis con la profundidad.

Una definición arbitraria de la termoclina en lagos es "aquel estrato en el cual la temperatura baja más de 1 °C por metro". Este concepto aplicado a lagunas facultativas sugiere que para profundidades usuales se requiere de una variación de temperatura de aproximadamente 2 °C entre la superficie y el fondo para que ocurra la estratificación térmica.

La disponibilidad de nutrientes para el crecimiento de algas en lagunas de estabilización de aguas residuales domésticas es más que suficiente. La relación de DBO/N/P de 100/5/1 requerida es ampliamente satisfecha. Normalmente las cantidades de nitrógeno y fósforo son altas de tal manera que no constituyen un factor limitante con respecto a nutrientes.

Como se discutió anteriormente, la mayor parte de las especies de algas utilizan el CO<sub>2</sub> libre con propósitos de nutrición. La atmósfera también puede constituirse en fuente de CO<sub>2</sub>. Las formas de nitrógeno usualmente presentes en el desecho crudo generalmente no sufren cambios considerables en el sistema de lagunas. Se conoce de la utilización preferencial del amoníaco por las algas en comparación con otras formas de nitrógeno y se ha sugerido que los nutrientes pueden ser rápidamente recirculados en una laguna de tal manera que la capa de lodo en lagunas primarias genere remociones continuamente decrecientes con el tiempo.

Las lagunas constituyen un tratamiento ineficiente para la remoción de **"N" y P**, esto las hace poco atractivas para propósitos de control de eutroficación, pero sumamente atractivo desde el punto de vista de reuso agrícola. El principal mecanismo de remoción de nitrógeno en una laguna de estabilización es la sedimentación de nitrógeno orgánico y le sigue pero de mucha menor importancia, la transferencia de NH<sub>3</sub> (en estado gaseoso) a la atmósfera. La cantidad de NH<sub>3</sub> en estado gaseoso puede calcularse para determinar condiciones de temperatura y pH en la laguna. Para valores altos de los parámetros indicados, se tiene una mayor cantidad de NH<sub>3</sub> en estado gaseoso, la misma que puede transferirse a la atmósfera en condiciones de turbulencia.

El limitado potencial de nitrificación de las lagunas puede ser explicado por la reducida población de nitrosomas y nitrobacterias presentes para la oxidación de nitritos y nitratos respectivamente. También influye el pH dado que estas reacciones tienen lugar usualmente por debajo de 8.3. Por otro lado, el nivel de DQO, los sólidos solubles volátiles y el nivel inicial de amoníaco, influyen en forma decidida en el proceso de nitrificación.

Tanto el fósforo como nitrógeno total son usados para la evaluación de las propiedades fertilizantes del desecho y ambos incluyen las algas que son productivas. Todas las formas de fósforo son determinadas como ortofosfatos por método de ácido ascórbico.

Otros parámetros químicos como el calcio, magnesio, sólidos totales, sodio, cloruros y sulfatos presentan concentraciones altamente dependientes de las del abastecimiento de agua. El conocimiento de los niveles de concentración de estos compuestos son de interés para propósitos de irrigación. La información referente a sodio calcio y magnesio es de utilidad en el cálculo de la relación de absorción de sodio (RAS). La relación de absorción de sodio tiene influencia en la permeabilidad y en el sellado del fondo de las lagunas. Tanto esta relación como los sólidos disueltos totales son de utilidad para determinar la aceptación de una fuente de agua para propósitos de irrigación.

Se ha encontrado un incremento de la concentración de todos los parámetros descritos a través del uso doméstico. En determinaciones llevadas a cabo en las lagunas de estabilización de San Juan, Lima se confirma esta observación. El cambio de concentraciones a través de lagunas primarias y secundarias se presenta en el siguiente cuadro.

**VARIACIONES EN LA CALIDAD DEL AGUA A TRAVES DEL USO DOMÉSTICO Y TRATAMIENTO  
EN LAGUNAS**

<b>PARÁMETRO</b>	<b>AGUA POTABLE</b>	<b>DESECHO CRUDO</b>	<b>EFLUENTES DE LAGUNAS</b>	
			<b>PRIMARIO</b>	<b>SECUNDARIO</b>
Calcio, mg/l como CaCo <sub>3</sub>	257.6	309.2	310.7	315.5
Magnesio como CaCo <sub>3</sub>	51.7	63.1	56.8	54.4
Dureza total como CaCo <sub>3</sub>	309.3	372.3	367.5	369.9
Cloruros, mg/l como Cl	27.7	108.1	105.8	107.8
Conductividad., u siems/cm <sup>2</sup>	615.4	1090.0	1086.0	1060.0
Sólidos totales, mg/l	509.7	955.8	826.3	845.0

## CAPÍTULO 11

### 11 EJEMPLIFICACIÓN Y ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO

#### 11.1 EJERCICIO DE DISEÑO

Se diseñará un sistema de lagunas de estabilización en serie formado con 2 módulos de: LAGUNAS ANAEROBIAS, LAGUNAS FACULTATIVAS Y LAGUNAS DE MADURACIÓN. En el plano **DIAGRAMA DE PROCESO** se presentan los flujos del esquema de tratamiento. Además de las lagunas se incluyó un sistema de tratamiento preliminar formado por rejillas y desarenador.

#### ANTECEDENTES

Aunque se trata de un ejemplo, el sistema de lagunas se diseñó para los requerimientos de proyecto de la población de La Yerbabuena, del Municipio de Tlazazalca, en el estado de Michoacán. Los trabajos realizados en campo son reales por lo que el diseño es aplicable a esta población y a otras de características semejantes.

El abastecimiento de agua potable a esta localidad se hace a partir de un pozo profundo y de un manantial, cuyo caudal básicamente se utiliza para riego. Las aguas residuales se descargan en uno de los canales de riego, y aguas abajo se utilizan para regar o se mezclan con el caudal excedente del manantial.

El escurrimiento de las aguas residuales, por el canal a cielo abierto, es riesgoso para la población por lo que éstas se captarán y se llevarán por un emisor hasta el sitio de la planta de tratamiento.

Puesto que el agua tratada se usará en el riego agrícola, el empleo de lagunas de estabilización como proceso de tratamiento es una alternativa muy adecuada ya que entre otros aspectos:

- La calidad del agua es la mejor para el riego ya que contiene gran cantidad de nutrientes (N y P)
- Se utilizarán los terrenos menos productivos, de una gran extensión que ocupa el ejido
- Se incrementará el área de riego
- Se mejorará la calidad del agua de riego

Además las lagunas presentan otra serie de ventajas señaladas por especialistas de diversos campos, entre éstas se tienen:

- Los almacenamientos de agua influyen en el microclima del lugar (ya que propician cierta humedad en la temporada más calurosa).
- Se convierten en un abrevadero natural por lo que principalmente especies de aves locales se conservan ya que tienen una fuente segura de agua. Incluso rutas migratorias se han vuelto a reestablecer puesto que se regeneraron los sitios de abastecimiento.
- Se convierten en áreas de recreo ya que los cuerpos de agua atraen a las personas. Esto no siempre es ventajoso porque las lagunas terciarias son utilizadas para la crianza de peces, inicialmente como diversión, sin embargo el producto no se debe consumir.

#### 11.1.1 DATOS DE PROYECTO

A continuación se presentan los datos de proyecto que se determinaron para el desarrollo de este ejercicio de diseño.

## DATOS DE PROYECTO

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Población de Proyecto	3,455	habitantes
Dotación	200	l/h/d
Aportación	150	l/h/d
Q medio	6.00	l/s
Q máx inst	20.33	l/s
T media ambiente	13.50	°C
T agua	19.00	°C
DBO	220	mg/l
Coniformes fecales	1.96 E+06	NMP/100 ml
Colifor. Fecales (efluente)	1,000	NMP/100 ml

### 11.1.2 ESQUEMA DE DISEÑO

Con la ayuda de la hoja de cálculo que se anexa (excel) al final se hizo el diseño y dimensionamiento de cada una de las lagunas.

La eliminación de los coliformes fecales es el propósito fundamental de las lagunas de estabilización, y es el problema básico a resolver, una vez que se alcanza la cuenta bacteriológica requerida (1,000 NMP/100 ml), simultáneamente la DBO se remueve mucho más allá de los 100 mg/l establecidos.

El diseño se hizo como una revisión, de las dimensiones propuestas a las lagunas, y se determinó, con las formulaciones de los submodelos hidráulicos, (flujo disperso, mezcla completa y flujo pistón), la eficiencia de remoción de cada uno de ellos. Se emplearon las constantes cinéticas recomendadas en los capítulos anteriores.

Además se incluyó un factor de corrección de temperatura que tiende a igualar las temperaturas ambiente (que es mas baja) y de las aguas residuales.

#### 11.1.2.1 Lagunas Anaerobias

Para determinar la remoción de la DBO en estas lagunas se utilizó la relación de temperatura-carga orgánica-eficiencia y los resultados obtenidos se validaron con el modelo que describe la correlación Sudafricana.

Temperatura Ambiente °C	Carga Orgánica Permisible g/m <sup>3</sup> xd	Remoción de DBO %
< 10	100	40
10-20	20 x T-100	2 x T+20
> 20	300	60

La temperatura considerada es de 13.5 °C y la remoción de DBO que se alcanza, aplicando los valores del cuadro, es del 47%, quedando un remanente del 53%.

En función del resultado anterior y para correlacionar la constante cinética se aplicó la formulación Sudafricana:

$$S = \frac{S_o}{Kn \times PR \times (S / S_o)^n + 1}$$

En la que, para determinar  $Kn$  se considera la temperatura del agua en la laguna y se utiliza la siguiente expresión:

$Kn(Te) = Kn(22) \times 1.085^{T-22}$ , que es la corrección por temperatura según:  $Kt = K_{20} \times \theta^{T-20}$

Para evaluar la eliminación de los coliformes fecales, como ya se señaló se usaron las formulaciones de los submodelos hidráulicos.

### Flujo disperso

De acuerdo a las características geométricas de la laguna, longitud (L) y ancho (A) es posible aplicar esta formulación:

$$N = \frac{No \times 4 \times a \times \exp^{(1/2d)}}{(1+a)^2 \times \exp(a/2d) - (1-a)^2 \times \exp(-a/2d)}$$

Determinando el factor de dispersión  $d$ :

$$d = \frac{(L/A)}{-0.26118 + 0.25392(L/A) + 1.01368(L/A)^2}$$

Y la constante adimensional  $a$ :

$$a = (1 + K \times PR \times d)^{1/2}$$

En este caso la constante cinética se define con:

$$Kb = 0.841 \times 1.07^{T-20}$$

### Mezcla Completa

Este método utiliza la siguiente expresión:

$$Kb' = \frac{No / N - 1}{PR}, \text{ de donde } N = \frac{No}{Kb \times PR + 1}, \text{ y}$$

$$Kb' = 2.6 \times 1.19^{T-20}$$

### Flujo Pistón

Con este procedimiento se utiliza la siguiente expresión:

$$N = No \exp(-Kb \times PR)$$

Y la constante cinética es la misma que se emplea en el método de flujo disperso.

$$Kb = 0.841 \times 1.07^{T-20}$$

Las formulaciones señaladas antes se utilizan indistintamente para evaluar la remoción tanto de DBO como de coliformes fecales en lagunas facultativas y de maduración, solamente que la DBO se refiere como  $S$  y  $S_0$ .

No es práctica común considerar remoción de microorganismos en lagunas anaerobias porque su eficiencia suele ser baja, sin embargo su contribución es relevante y no debe despreciarse, porque se ha determinado que en todas las unidades de un sistema lagunar se presenta la eliminación bacteriana.

### 11.1.2.2 Lagunas Facultativas

En este caso la eliminación de DBO se revisó utilizando la formulación del modelo de mezcla completa. Además se verificó que se estuviera por abajo de la carga orgánica permisible.

Considerando la expresión del modelo de mezcla compuesta:

$$S = \frac{Sa}{1 + Kf' \times PR}$$
, en donde  $Kf'$  se determina a partir de la constante cinética de Gloyne  $Ko=1.2$  para  $T=35\text{ }^\circ\text{C}$ , de acuerdo a la formulación:

$$Kf' = Ko \times 1.085^{35 - Te}$$

En cuanto al límite máximo de carga orgánica permisible se tiene:

$$CSm = 357.4 \times 1.085^{T-20}, \text{ o según se recomienda para México } CSm = 250 \times 1.085^{T-20}$$

En cuanto a la remoción de coliformes, en estas lagunas, se procedió de la misma forma en que se hizo en las anaerobias.

### 11.1.2.3 Lagunas de Maduración

La remoción de la DBO se verificó utilizando la expresión del modelo de mezcla completa, tal y como se hizo en la laguna anterior, aunque eventualmente se prefirió omitir la reducción de DBO en este tipo de lagunas ya que su eficiencia es baja, sin embargo la eliminación de DBO se presenta en toda la serie de lagunas.

Para la eliminación bacteriana en estas lagunas se procedió de la misma forma que en las anteriores, si bien, las lagunas de maduración se diseñan específicamente para este propósito.

### 11.1.2.4 Resultados de Diseño

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los resultados obtenidos en las 3 lagunas utilizando las expresiones antes señaladas.

**REDUCCIÓN DE DBO Y COLIFORMES EN LA SERIE DE LAGUNAS**

LAGUNA	DBO mg/l		COLIFORMES FECALES NMP/100 ml			
	Influyente	Efluente	Influyente	Efluente		
				Flujo Disperso	Mez. Completa	Flujo a Pistón
ANAEROBIA	220	116.60	1,960,000	767,978	528,683	594,035
FACULTATIVA	116.60	23		7,318	29,366	25
MADURACIÓN	23	10		1,000	4,527	1

Del cuadro anterior se desprende que, en cuanto a coliformes, los resultados difieren considerablemente de un método respecto a otro. Con el de flujo tipo pistón la remoción es muy alta, lo que en la práctica es poco probable, con el de mezcla completa no se llega al objetivo de 1,000 coliformes y para alcanzarlo se requeriría de mayor tiempo de retención lo que generar ía una obra muy grande y costosa, por ello se utiliza muy poco este procedimiento. Con el de fluj o disperso se obtienen los mejores resultados y se alcanza la cuenta de coliformes deseada, es por ello que en este trabajo las obras se dimensionaron con estos resultados.

### **DIMENSIONES DE LAS LAGUNAS**

	PR (días)	A prom. (m)	L prom. (m)	H prom. (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Vol. (m <sup>3</sup> )
ANAEROBIA	1.73	8.00	16.00	3.50	128.00	448.00
FACULTATIVA	18.33	29.50	80.51	2.00	2,375.00	4,750.00
MADURACIÓN	6.35	30.25	36.25	1.50	1,146.67	1,720.00

En los planos **ARREGLO DE CONJUNTO** y **CORTES DE CONJUNTO** se presentan las características y ubicación de las lagunas del sistema diseñado.

## **11.2 METODOLOGIA Y ACTIVIDADES QUE DEBERÁN DESARROLLARSE PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**

El ejercicio que se presentó antes, se refiere úni camente al diseño cinético del sistema de lagunas, que es parte fundamental del sistema, sin embargo par a concluir en un proyecto ejecutivo, se deberán realizar los siguientes trabajos:

- Identificación de las fuentes de abastecimiento

Si existe, se debe analizar la información de la calidad del agua para identificar si hay algún parámetro en el que se deba poner atención, como la dureza, el pH o la presencia de sales minerales. En general se debe investigar el estado de las obras que integr an el sistema de abastecimiento de agua potable, y específicamente evaluar la magnitud de las fugas y el nivel del servicio para no hacer un pronóstico errado de la contribución de aguas residuales.

- Caracterización de las aguas residuales

Si es posible se deberá realizar un estudio de caracterización de las aguas residuales, si no se puede, se deben tratar de conocer las actividades en que se generan las aguas residuales y si no hay una actividad fuera de lo común se podrán adoptar los valores de este ejemplo. Se debe investigar el porcentaje de las atarjeas conectadas a la red de alcantarillado.

- Conocer la Norma Oficial Mexicana aplicable
- Levantamientos de topografía del sitio de la planta de tratamiento y del sitio de descarga
- Estudio de geotecnia

Se debe realizar un estudio de geotecnia en el que se determine las características y lo procesos de construcción de los bordos y del fondo de las lagunas, sus asentamientos y los materiales adecuados para su construcción.

- El diseño del pretratamiento, si es el caso

- El diseño cinético, que es la parte que se realizó en este ejemplo
- El diseño funcional e hidráulico de las obras de interconexión, alimentación, paso y descarga de las lagunas
- El diseño funcional, de vialidades y arquitectónico de las lagunas, que se presenta en el plano que se incluye en este trabajo
- El diseño arquitectónico de las edificaciones, caseta de vigilancia, edificio central y otras
- El proyecto estructural de todas las obras que lo requieran
- Los proyectos electromecánicos, si son necesarios y los de iluminación interior y exterior
- Manifestación de Impacto Ambiental o Aviso

Por lo anterior, resulta evidente que para ejecutar un proyecto de saneamiento de este tipo es indispensable la participación de especialistas de diversas ramas, por lo que es necesario conocer aspectos básicos de estas especialidades para integrar adecuadamente el proyecto.

En otro trabajo de tesis, subsecuente a éste, se detallan todos los aspectos de diseño relacionados con las lagunas, del ejercicio aquí planteado.

## CAPÍTULO 12

### 12 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las lagunas de estabilización son un sistema altamente eficiente para la depuración de las aguas residuales. El proceso no requiere de equipos mecánicos por lo que es el más económico en cuanto a operación, sin embargo requiere de extensiones considerables de terreno.

Los procedimientos de diseño son diversos y aún están en proceso de desarrollo por lo que no hay un criterio único para su dimensionamiento.

Los sistemas en serie (y en paralelo) son muy eficientes ya que la secuencia del trabajo de las lagunas genera un efluente de gran calidad, sobre todo en cuanto a la calidad bacteriológica. Es necesario un tiempo de retención mínimo de entre 21 y 25 días para eliminar microorganismos nocivos y obtener calidades bacteriológicas deseables.

El efluente de las lagunas de estabilización contiene una gran cantidad de algas por lo que es más turbio que el de otros procesos.

Las lagunas son un sistema poco eficiente en la remoción de nitrógeno (N) y fósforo (P) por lo que las aguas tratadas en éstas son muy apreciadas cuando se utilizan para riego, sin embargo si se van a descargar a lagos y embalses se deberá evaluar su utilización ya que podrían propiciar la eutroficación del lecho. Sin embargo se pueden descargar directamente a las zonas de riego y no a los cauces principales por los que pueden llegar y almacenarse en represas.

Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento de aguas residuales que se recomienda construir en localidades en las que se disponga del área requerida, y el suelo tenga las características para hacerlo, ya que al mismo tiempo que se depuran las aguas residuales, propician un caudal adecuado para utilizarse en actividades agrícolas, y además puesto que se trata de volúmenes de agua importantes influyen notablemente en el medio ambiente local.

## BIBLIOGRAFÍA

MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York

MEMORIAS CURSO-TALLER LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN COMO ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE BAJO COSTO. APLICABILIDAD Y CRITERIOS DE DISEÑO  
Comisión Nacional del Agua, Organización Panamericana de Salud, IMTA

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN, TEORÍA, DISEÑO, EVALUACIÓN Y MANTENIMIENTO  
Fabián Yáñez Cossío Ph. D.

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN Y OTROS SISTEMAS SIMPLIFICADOS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
Manual DTIAPA N° C-14 Programa de Protección de la Salud Ambiental HPE

CURSO INTENSIVO SOBRE DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA PAÍSES EN DESARROLLO  
Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria (CEPIS), Centro Internacional de Formación en las Ciencias Ambientales (CIFCA), Organización Panamericana de la Salud (OPS), Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA)

DESIGN OF MUNICIPAL WASTEWATER TREATMENT PLANTS VOLUME I  
WEF Manual of Practice No. 8 (MOP 8)

WASTEWATER ENGINEERING TREATMENT, DISPOSAL AND REUSE  
Metcalf and Eddy, inc.  
Mc Graw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering

BIBLIOTECA DE SISTEMAS HIDRÁULICOS Y AMBIENTALES (sihasa)  
Diversos proyectos ejecutivos de sistemas lagunares y de plantas de tratamiento de aguas residuales

**LAGUNAS EN SERIE ANAEROBIA, FACULTATIVA Y DE MADURACIÓN**

LOCALIDAD: **La Yerbabuena** MPIO. **Tlazazalca** EDO. **MICHOACÁN**  
 DATOS DE PROYECTO

Población hab	Aportación l/h/d	Harmon	Q MEDIO l/s	Q MÁXIMO l/s		
3.455	150	3.39	6.00	20.33		
CAUDAL DISEÑO lts/s	CAUDAL DISEÑO m3/d	DBO influ. mg/l	NMP inf. Ni col/100ml	TEMPER. AMBIENT. °C	CARGA ORGANICA Kg/d	TEMPER. INFLUENTE °C
6.00	518	220	1.96E+06	13.5	114.02	18

**REVISION DE LAGUNA ANAEROBIA**

**REMOCIÓN DE DBO**

Correlación Sudafricana

$$S = \frac{So}{Kn \times PR \times (S/So)^n + 1}$$

$$Kn(Te) = Kn(22) \times 1.085^{(Te-22)} \quad n=4.8$$

Número de Lagunas **2**

Población Proyecto hab	DBO influ. mg/l	CAUDAL DISEÑO m3/d	VOLUMEN LAGUNA m3	TIEMPO RETENCION d	Kn(22)	Kn(Te)	Si (SUPUESTA)	S	f(Si)	f(S)
1,728	220.00	259	448	1.729	18.80	12.59	116.6	156.5956	(8.4136)	0.0000
Te=(Q*Ti+f*Ta*A Sup.)/(Q+f*A Sup.)										
Ti ^C	Ta ^C	f	Te ^C		°C	g/m3*d	%	PREVISTA	ORGA. PERM. g/m3*d	
18.00	13.50	0.50	17.09		<10	100	40			
					10-20	20*T-100	2*T+20	47.00%	170.00	116.596
					>20	300	60			
TIEMPO RETENCION d	DBO efluen. mg/l	CAUDAL DISEÑO m3/d	TEMPER. AGUA °C	VOLUMEN LAGUNA m3	CARGA ORGA. REAL g/m3*d	REMOC. DBO CALCULADA %	PROFUNDI. LAGUNA m	AREA LAGUNA m2	EVAPOR. MAXIMA mm/d	GASTO efluen. m3/d
1.73	116.60	259	17.09	448	127.25	47.00	3.5	128	6	258

1.73

**REMOCION DE COLIFORMES EN LAGUNA ANAEROBIA**

**Método de Flujo Disperso**

$$N = \frac{No \times 4 \times a \times \exp^{(1/2d)}}{(1+a)^2 \times \exp^{(1/2d)} - (1-a)^2 \times \exp^{(1/2d)}}$$

$$a = (1 + 4 \times Kb \times fac \times TR \times d)^{0.5} ; \quad Kb' = 0.841 \times (1.07)^{(T-20)}$$

$$d = X / (-0.26118 + 0.25392 \times X + 1.01360 \times X^2)$$

CAUDAL DISEÑO m3/d	TEMPER. AGUA °C	X L/B	d	Kb'fac	TIEMPO RETENCION dias	a	NMP inf. col/100ml	NMP ef. N col/100ml
259	17.09	2.00	0.4650	0.690	1.73	1.795	1.96E+06	7.68E+05

**Revisión por efecto de flujo tipo pistón**

$$N = No \exp(-Kb \times PR) ; \quad Kb' = 0.841 \times (1.07)^{(T-20)}$$

**Mezcla Completa (Método de Marais)**

$$N = \frac{No}{Kb \times PR + 1} \quad Kb' = 2.6 \times (1.19)^{(T-20)}$$

NMP inf. No col/100ml	Kb'	PR dias	NMP ef. N col/100ml	NMP inf. No col/100ml	Kb'	PR dias	NMP ef. N col/100ml
1.96E+06	0.690	1.73	5.94E+05	1.96E+06	1.5659	1.73	5.29E+05

**DIMENSIONES**

CAUDAL DE DISEÑO lts/s	VOLUMEN m3	PROFUNDI. m	A PROM. m2	B PROM. m	L PROM. m	B SUP. m	L SUP. m	A SUP. m2
3.00	259.13	448.00	3.50	128.00	8.00	16.00	8.18	16.18
								132.23

**REVISION DE LAGUNA FACULTATIVA**Número de Lagunas 

$$Te = (Q \cdot Ti + f \cdot Ta \cdot A \text{ Sup.}) / (Q + f \cdot A \text{ Sup.})$$

Ti °C	Ta °C	f	Te °C	Prof.Lag. m	DBO influ. mg/l					
17.09	13.50	0.50	14.07	2.00	116.60					
<b>COP</b> = 250 × 1.085 <sup>T-20</sup>		<b>C.O.P.</b> = 357.4 × (1.085) <sup>T-20</sup>								
CAUDAL DISEÑO m3/d	TEMPER. AGUA °C	VOLUMEN LAGUNA m3	TIEMPO RETENCION d	CARGA ORGANICA Kg/d	C. Orgánica Permisible Kg/ha*d	AREA LAGUNA m2	C. Orgánica Aplicada Kg/ha*d	EVAPOR. MAXIMA mm/d	GASTO efluen. m3/d	
259	14.07	4,750.00	18.33	30.21	154.17	2,375	127.22	6.00	254	

**REMOCION DE COLIFORMES EN LAGUNA FACULTATIVA****Método de Flujo Disperso**

$$N = \frac{No \times 4 \times a \exp^{(a/2d)}}{(1+a)^2 \times \exp(a/2d) - (1-a)^2 \times \exp(a/2d)}$$

$$a = (1 + 4 \cdot Kb \cdot fac \cdot TR \cdot d)^{0.5} ; \quad Kb'_{\epsilon} = 0.841 \cdot (1.07)^{(T-20)}$$

$$d = X / (-0.26118 + 0.25392 \cdot X + 1.01360 \cdot X^2)$$

CAUDAL DISEÑO m3/d	TEMPER. AGUA °C	X L/B	d	Kb' <sub>ε</sub>	TIEMPO RETENCION días	a	NMP inf. No col/100ml	NMP ef. N col/100ml
259	14.07	2.73	0.3419	0.563	18.33	3.889	7.68E+05	7.32E+03

**Revisión por efecto de flujo tipo pistón**

$$N = No \exp(-Kb \times PR) ; \quad Kb'_{\epsilon} = 0.841 \cdot (1.07)^{(T-20)}$$

$$N = \frac{No}{Kb \times PR + 1} \quad \text{Mezcla Completa (Método de Marais)}$$

$$Kb'_{\epsilon} = 2.6 \cdot (1.19)^{(T-20)}$$

NMP inf. Ni col/100ml	Kb' <sub>ε</sub>	PR días	NMP ef. Ne col/100ml	NMP inf. No col/100ml	Kb'	PR días	NMP ef. N col/100ml
5.94E+05	0.563	18.33	2.52E+01	5.29E+05	0.9276	18.33	2.94E+04

**REMOCIÓN DE DBO**

Cálculo según constantes de Gloyne Ko=1.2 para T=35°C

$$S = \frac{So}{Kb \times PR + 1} ; \quad Kf = Kf_{35} / 1.085^{(35 - Te)}$$

So mg/l	Te	Kf35 d <sup>-1</sup>	Kf d <sup>-1</sup>	R d	CARGA DBO/Ha*d	S mg/l	Efic. %
116.60	14.07	1.2000	0.22	18.33	127.2	23.37	79.96

**DIMENSIONES**

CAUDAL DE DISEÑO lts/s	m3/d	VOLUMEN m3	PROFUNDI. m	A PROM. m2	B PROM. m	L PROM. m	B SUP. m	L SUP. m	A SUP. m2
3.00	259.1	4,750.00	2.00	2,375	29.50	80.51	32.50	83.51	2,714

**DISEÑO DE 1a. LAGUNA DE MADURACION**Número de Lagunas 

$$Te = (Q \cdot Ti + f \cdot Ta \cdot A \text{ Sup.}) / (Q + f \cdot A \text{ Sup.})$$

Ti °C	Ta °C	f	Te °C
14.07	13.5	0.5	13.66

PROFUNDIDAD m
1.5

**REMOCION DE COLIFORMES EN LAGUNA DE MADURACION****Método de Flujo Disperso**

$$N = \frac{No \cdot 4 \cdot a \cdot \exp(a/2d)}{(1+a)^2 \cdot \exp(a/2d) - (1-a)^2 \cdot \exp(a/2d)}$$

$$a = (1 + 4 \cdot Kb \cdot fac \cdot TR \cdot d)^{0.5} ; \quad Kb'_{\epsilon} = 0.841 \cdot (1.07)^{(T-20)}$$

$$d = X / (-0.26118 + 0.25392 \cdot X + 1.01360 \cdot X^2)$$

CAUDAL DISEÑO m3/d	TEMPER. AGUA °C	X L/B	d	Kbmad
259	13.66	1.2531	0.7601	0.548

TIEMPO RETENCION d	a	NMP inf. No col/100ml	NMP ef. N col/100ml
6.64	3.472	7.32E+03	1,000

**Revisión por efecto de flujo tipo pistón**

$$N = No \cdot \exp(-Kb \cdot PR) ; \quad Kb'_{\epsilon} = 0.841 \cdot (1.07)^{(T-20)}$$

$$N = \frac{No}{Kb \cdot PR + 1}$$

**Mezcla Completa (Método de Marais)**

$$Kb' = 2.6 \cdot (1.19)^{(T-20)}$$

NMP ef. Ne col/100ml	Kb'_{\epsilon}	PR días	NMP ef. Ne col/100ml	NMP inf. No col/100ml	Kb'	PR días	NMP ef. N col/100ml
25	0.548	6.64	1	29,366	0.8635	6.64	4,362

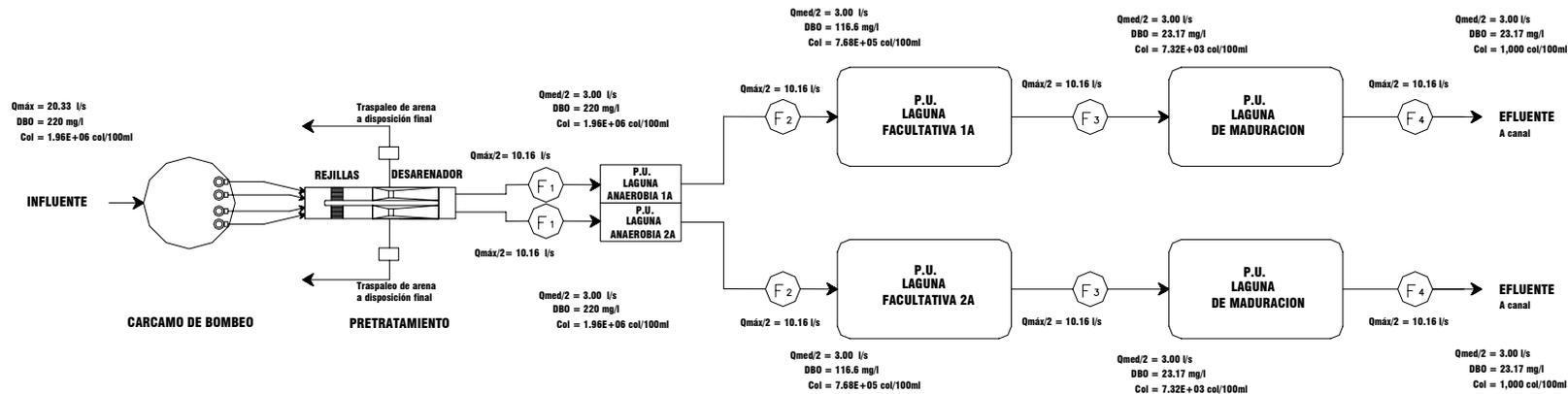
**CALCULO DE REMOCION DE DBO EN LA LAGUNA DE MADURACION**

$$S = \frac{So}{Kb \cdot PR + 1} ; \quad Kf = Kf_{35} / 1.085^{(35 - Te)}$$

Lo mg/l	Te	Kf35 d^-1	Kf d^-1	R d	CARGA Kg DBO/Ha*d	Lp mg/l	Efic. %
23.37	13.66	1.20	0.21	6.64	52.80	9.75	58.28

**DIMENSIONES**

CAUDAL DE DISEÑO lts/s	m3/d	VOLUMEN m3	PROFUNDI. m	A PROM. m2	B PROM. m	L PROM. m	B SUP. m	L SUP. m	A SUP. m2	VOLUMEN LAG.MAD. m3
3.00	259.13	1,720.00	1.50	1,146.67	30.25	37.91	32.50	40.16	1,305.08	1,720.00



**DIAGRAMA DE PROCESO**

Nota:

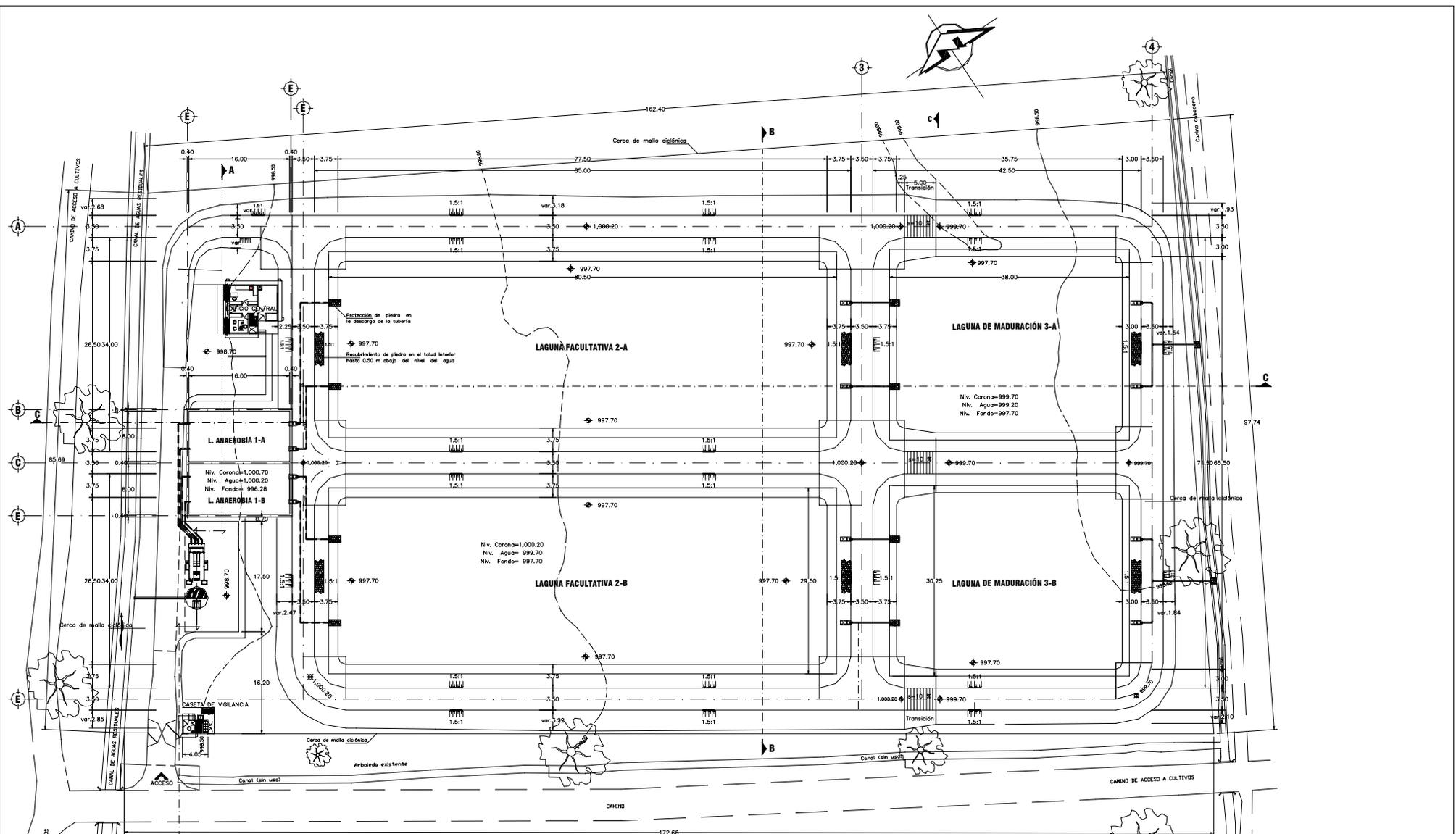
Las estructuras y las líneas de interconexión se diseñaron para el Qmáximo instantáneo. Las lagunas para el Qmedio

**DATOS DE PROYECTO**

LAGUNA ANAEROBIA		
NÚMERO DE LAGUNAS	2	
GASTO DE DISEÑO	3.00	l/s
DBO DE INFLUENTE	220.00	mg/l
TIEMPO DE RETENCIÓN	1.73	días
DBO DE EFLUENTE	116.60	mg/l
COLIFORMES FECALES EN INFLUENTE	1.96E+06	NMP col/100 ml
COLIFORMES FECALES EN EFLUENTE	7.68E+05	NMP col/100 ml
VOLUMEN DE LA LAGUNA	448.00	m <sup>3</sup>
LAGUNA FACULTATIVA		
NÚMERO DE LAGUNAS	2	
GASTO DE DISEÑO	3.00	l/s
DBO DE INFLUENTE	116.60	mg/l
TIEMPO DE RETENCIÓN	18.33	días
DBO DE EFLUENTE	23.37	mg/l
COLIFORMES FECALES EN INFLUENTE	7.68E+05	NMP col/100 ml
COLIFORMES FECALES EN EFLUENTE	7.32E+03	NMP col/100 ml
VOLUMEN DE LA LAGUNA	4,750.00	m <sup>3</sup>
LAGUNA DE MADURACION		
NÚMERO DE LAGUNAS	2	
GASTO DE DISEÑO	3.00	l/s
DBO DE INFLUENTE	23.37	mg/l
TIEMPO DE RETENCIÓN	6.64	días
DBO DE EFLUENTE	9.75	mg/l
COLIFORMES FECALES EN INFLUENTE	7.32E+03	NMP col/100 ml
COLIFORMES FECALES EN EFLUENTE	1,000	NMP col/100 ml
VOLUMEN DE LA LAGUNA	1,720	m <sup>3</sup>

**LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN**

INSTITUCIÓN: FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL		
TÍTULO: <b>DIAGRAMA DE PROCESO</b>	UBICACIÓN: LA YERBABUENA, TLAZAZALCA, MICH.	
PROYECTO: MARCIAL GARCÍA JURADO	DIBUJÓ: MARCIAL GARCÍA JURADO	
APROBÓ: Ing. G. BENJAMÍN PÉREZ M.	REVISÓ: Ing. G. BENJAMÍN PÉREZ M.	FECHA: Marzo del 2006



**ARREGLO DE CONJUNTO**  
ESC. 1:400

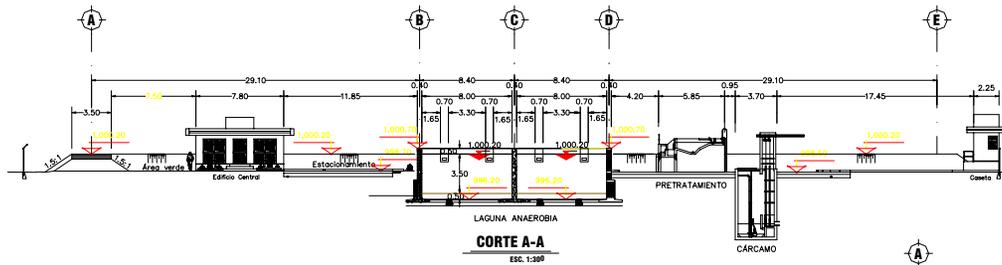
DATOS DE PROYECTO		
DATOS GENERALES		
POBLACIÓN DE PROYECTO (2024)	3,455	hab
AFORTACIÓN	150.00	l/hab/d
GASTO MÍNIMO	3.00	l/s
GASTO MEDIO	6.00	l/s
GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO	20.33	l/s
LAGUNA ANAEROBIA		
NÚMERO DE LAGUNAS	2	
GASTO DE DISEÑO	3.00	l/s
DBO DE INFLUENTE	220.00	mg/l
TIEMPO DE RETENCIÓN	1.73	días
DBO DE EFLUENTE	116.60	mg/l
COLIFORMES FECALES EN INFLUENTE	1.96E+06	NMP col/100 ml
COLIFORMES FECALES EN EFLUENTE	7.68E+05	NMP col/100 ml
VOLUMEN DE LA LAGUNA	448.00	m <sup>3</sup>

DATOS DE PROYECTO		
LAGUNA FACULTATIVA		
NÚMERO DE LAGUNAS	2	
GASTO DE DISEÑO	3.00	l/s
DBO DE INFLUENTE	116.60	mg/l
TIEMPO DE RETENCIÓN	18.33	días
DBO DE EFLUENTE	23.37	mg/l
COLIFORMES FECALES EN INFLUENTE	7.68E+05	NMP col/100 ml
COLIFORMES FECALES EN EFLUENTE	7.32E+03	NMP col/100 ml
VOLUMEN DE LA LAGUNA	4,750.00	m <sup>3</sup>
LAGUNA DE MADURACIÓN		
NÚMERO DE LAGUNAS	2	
GASTO DE DISEÑO	3.00	l/s
DBO DE INFLUENTE	23.37	mg/l
TIEMPO DE RETENCIÓN	6.64	días
DBO DE EFLUENTE	9.75	mg/l
COLIFORMES FECALES EN INFLUENTE	7.32E+03	NMP col/100 ml
COLIFORMES FECALES EN EFLUENTE	1,000.00	NMP col/100 ml
VOLUMEN DE LA LAGUNA	1,720.00	m <sup>3</sup>

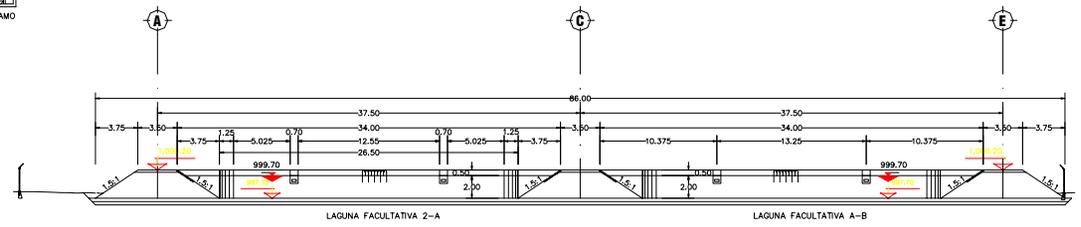
**NOTAS**  
 \* Anotaciones en m, excepto las indicadas en otras unidades  
 \* Elevaciones arbitrarias

**LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN  
TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN**

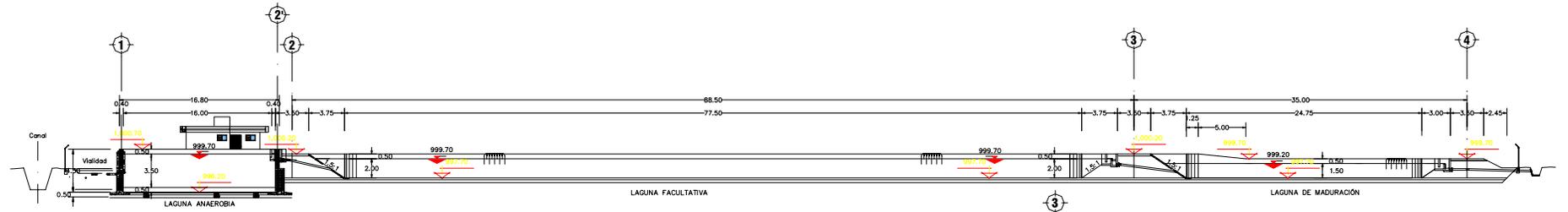
INSTITUCIÓN: FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
TÍTULO: <b>ARREGLO DE CONJUNTO</b>	UBICACIÓN: LA YERBUENA, TLAZAZALCA, MICH.
PROYECTO: MARCIAL GARCÍA JURADO	DIBUJO: MARCIAL GARCÍA JURADO
APROBÓ: Ing. G. BENJAMÍN PÉREZ M.	REVISÓ: Ing. G. BENJAMÍN PÉREZ M.
FECHA: Marzo del 2006	



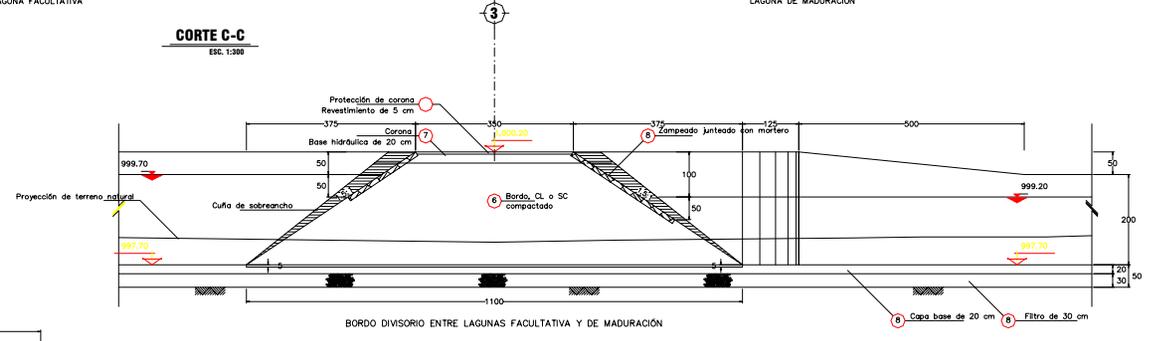
**CORTE A-A**  
ESC. 1:300



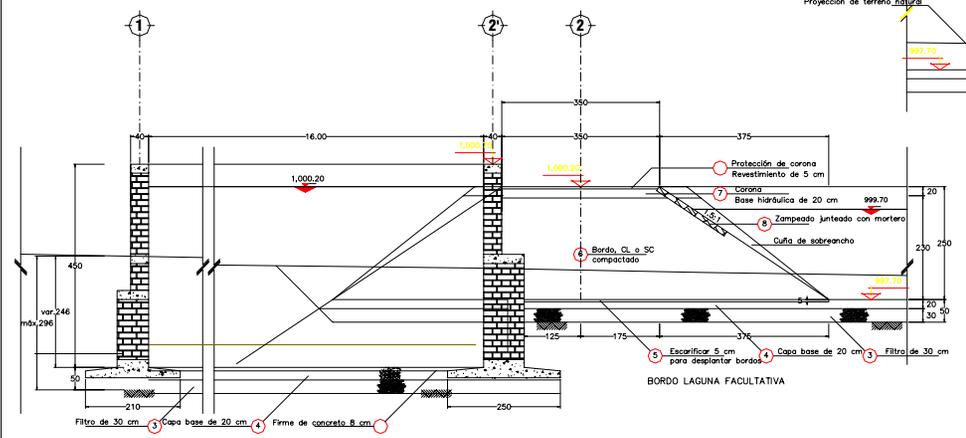
**CORTE B-B**  
ESC. 1:200



**CORTE C-C**  
ESC. 1:300



**PLATAFORMA DE DESPLANTE Y CARACTERÍSTICAS DE BORDOS**  
ESC. 1:50



**PLATAFORMA DE DESPLANTE Y LIGA ENTRE MURO Y BORDO**  
ESC. 1:75

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN TEORÍA, DISEÑO Y APLICACIÓN		
INSTITUCIÓN:	FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
TÍTULO:	<b>CORTES DE CONJUNTO</b>	UBICACIÓN: LA YERBABUENA, TLAZAZALCA, MICH.
PROYECTO:	MARCIAL GARCÍA JURADO	DIBUJO: MARCIAL GARCÍA JURADO
APROBÓ:	REVISÓ:	FECHA: Marzo del 2006
Ing. G. BENJAMÍN PÉREZ M.	Ing. G. BENJAMÍN PÉREZ M.	