



Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON

105

LAGUNAS DE ESTABILIZACION COMO TRATAMIENTO
PARA LAS AGUAS NEGRAS.

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

presenta

RAFAEL ORTIZ REYES

MEXICO, D. F.

1983



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Civ 105

sist 29492

DEDICATORIAS :

A MIS PADRES :

CATARINO ORTIZ PEÑA Y MARIA REYES HERNANDEZ

POR EL GRAN APOYO QUE ME HAN BRINDADO

A MIS HERMANOS:

JOSE LUIS

JUANA

YOLANDA

SILVIA (Q.E.P.D)

ESTELA

LETICIA

ALEJANDRO

MARIO ALBERTO

A MI ESPOSA: CRISTINA CORONA ISLAS

A MIS HIJOS:

ALBA ISABEL ORTIZ CORONA

RAFAEL OMAR ORTIZ CORONA

A MIS ABUELOS, PRIMOS

TIOS Y SOBRINOS

AL ING. RICARDO SANDOVAL GUTIERREZ

POR SU ATINADA DIRECCION AL PRESENTE TRABAJO

INDICE

	Página
Introducción	1
Antecedentes	4
CAPITULO I.- DESCRIPCION DE LAS LAGUNAS.	13
I.1.- Consideraciones generales.....	14
I.2.- Naturaleza de la contaminación.....	14
I.3.- Descripción breve de los procedimientos de tratamiento mas importantes para las aguas negras y justificación del uso de las lagunas de estabilización.....	17
I.4.- Descripción de las lagunas.....	31
CAPITULO II.- DISEÑO.....	39
II.1.- Transformación natural de las aguas negras.....	40
II.2.- Criterios de diseño.....	45
II.3.- Ejemplo de diseño.....	69
CAPITULO III.- PRUEBAS RELIZADAS.....	79
III.1.- Características de los sólidos que contienen las aguas negras.....	83
III.2.- Pruebas fisico-químicas.....	85
III.3.- Pruebas a las aguas residuales es- tablecidas por la S.A.R.H.	89
III.4.- Pruebas geotécnicas.....	91
CAPITULO IV.- FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL COMPOR TAMIENTO DE LAS LAGUNAS.....	93
IV.1.- Factores independientes del proceso.	94
IV.2.- Factores dependientes del proceso...	99

	Página
CAPITULO V.- EFICIENCIAS.....	102
V.1.- Eficiencias en lagunas facultativas.	104
V.2.- Eficiencias en lagunas anaerobias...	107
V.3.- Eficiencias en lagunas aerobias.....	109
Conclusiones y recomendaciones.....	110
Bibliografía.....	119

Introducción

LAGUNAS DE ESTABILIZACION COMO
TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS NEGRAS.

INTRODUCCION.

El sistema de alcantarillado proporciona la manera más sencilla y económica para la recolección y alejamiento de las aguas negras y desechos industriales.

Una vez que las aguas negras han sido colectadas por la red de alcantarillado, son conducidas a través del emisor hasta el lugar de vertido o desfogue.

Con el crecimiento de la población, la urbanización y la industrialización; el volumen de aguas residuales domésticas, efluentes industriales y el de escurrimientos urbanos está creciendo gradualmente. Como generalmente estas aguas van a verterse en las corrientes o depósitos de agua superficiales o subterráneos que forman los drenes naturales del terreno tales como ríos, arroyos, lagos, lagunas o el mar; éstos deben asimilar todo este conjunto de líquidos servido, sin afectar la salud y el bienestar de la comunidad.

Para lograr esta asimilación casi siempre es necesario ayudar al proceso natural de purificación, o sea que las aguas negras deberán sujetarse a procesos especiales para liberarlas de las materias ofensivas que recogieron en el servicio de la comunidad.

Este contenido de materia orgánica es el causante de la contaminación de los medios receptores del agua servida. Los drenes antes mencionados son los portadores del agua que sirve para abastecer a otros poblados, o llegan a lugares donde hay criaderos de mariscos, fuentes de pesca, centros de recreo o balnearios para cuyos usos se requiere agua de buena calidad desde el punto de vista sanitario y económico.

Para lograr este objetivo se tiene un conjunto de procesos con el fin de restituirle al agua una buena calidad sanitaria y se llama TRATAMIENTO y al lugar, edificio y total de estructuras que sirven para este fin se le denomina PLANTA DE TRATAMIENTO.

La existencia o no del tratamiento y el grado de este dependen de:

1.- Las condiciones locales de los cuerpos receptores de agua, ya sean superficiales o subterráneos, en cuanto a características --

físico-químicas, capacidad o disponibilidad y uso de estas aguas.

2.- El uso de la tierra.

3.- La reglamentación para descarga de desechos.

4.- Requisitos del agua para procesos industriales.

En todos los casos, tenemos que los objetivos primordiales -- del tratamiento son:

Evitar la contaminación y polución de los cuerpos receptores_ de agua destinados al abastecimiento de comunidades, agricultura , industria, recreo y explotación de bancos ostrícolas.

Prevenir la contaminación del suelo; condiciones ofensivas a vista y olfato; y procurar que no exista la destrucción del alimento de peces y otras especies acuáticas.

Antecedentes

ANTECEDENTES.

El uso de las lagunas de estabilización para el tratamiento de las aguas residuales de origen humano o animal data de muchos años; sin embargo hasta hace unas dos décadas se han formulado criterios de cálculo en función de los volúmenes de agua por tratar, de las cantidades de carga orgánica a remover y de los tiempos de retención requeridos por el proceso.

En el año de 1901 se construyó en la Cd. de San Antonio Texas un embalse con superficie de 275 hectáreas y una profundidad de 1.40 m., este estanque se conoce en la actualidad con el nombre de lago Mitchel y aún está en servicio. El éxito de esta experiencia motivó que diversas ciudades de Texas, Dakota del Norte y otras zonas de los Estados Unidos de Norteamérica comenzaran a utilizar estas instalaciones para el tratamiento de aguas negras.

El valor de las lagunas como un método de tratamiento fué más bien descubierto accidentalmente que producto de un proyecto definido como sucedió en Santa Rosa, California en 1924.

En este planteamiento se trató de disminuir el costo del tratamiento dejando unos estratos de grava para la disposición de efluentes primarios y se creía que podían servir como filtros naturales; se observó que la grava se saturó parcialmente con sedimentos creando un embalse de aproximadamente 0.90 m de profundidad y se obturaron los lechos de percolación.

Se vió que el efluente de estas lagunas contenía hasta 15 ppm (partes per millón) de oxígeno disuelto y una D.B.O (Demanda - Bioquímica de Oxígeno), hasta de 12 p.p.m y un número de organismos califormes de 1 a 50 por mililitro.

En Dakota se puso en funcionamiento la primera laguna de estabilización en el año de 1928, al no existir en las proximidades de la ciudad ningún curso de agua que pudiera diluir o transportar el agua negra proveniente de la red de alcantarillado. Este efluente se descargó en una depresión natural y el estanque duró en funcionamiento más de 30 años. Cabe aclarar que esta instalación no fué diseñada de ninguna manera y solo se aprovechó la topografía del lugar para ponerla en funcionamiento.

Durante la segunda guerra mundial se prosiguió con el ensayo de este tipo de instalaciones en los campos militares de los Estados Unidos habiéndose adquirido conocimientos importantes sobre el particular. Por la poca experiencia que se tenía hasta esa época algunas lagunas fracasaron, pero finalmente se produjo cierta unidad de criterio en el proyecto de las lagunas debido a la gran aceptación que tuvieron. Tanto dicha unidad para los proyectos como el uso de las lagunas, ha ido mejorando cada día.

La primera instalación de un sistema de lagunas de estabilización particularmente previsto para el tratamiento de aguas negras se construyó precisamente en Dakota del Norte y recibió la aprobación incondicional del Departamento de Salud Pública del Estado en el año de 1948, exactamente veinte años después de que habían puesto en funcionamiento la primera laguna en el mismo Estado.

Para 1960 había ya en esta entidad más de 100 instalaciones semejantes y en Texas, unos 350 sistemas en su mayor parte del tipo de tratamiento secundario.

En los últimos años han crecido las experiencias sobre lagunas de estabilización, uniéndose cada vez más las investigaciones de laboratorio con los resultados de experiencias en el campo.

En opinión de un creciente número de ingenieros dedicados a esta especialidad, las lagunas de estabilización han sido objeto de estudios y mejoras suficientes para que puedan considerarse como uno de los sistemas más importantes de tratamiento de aguas negras.

Experiencias en México.

El uso de estas instalaciones en México es relativamente reciente. En efecto fué en el año de 1954 cuando se iniciaron los estudios necesarios para su adaptación, en vista de que se carecía de experiencia sobre el particular y se disponía de una literatura muy limitada al respecto.

Los primeros proyectos incluyeron sistemas anaerobios y aerobios en el diseño de las lagunas. Algunos de los primeros problemas que este tipo de instalaciones presentaron son los siguientes:

1.- Un suelo de naturaleza permeable y un caudal real escaso con respecto al considerado en el proyecto, no permiten lograr los niveles de operación adecuados y previstos en el diseño de los tanques, propiciándose condiciones sépticas que se manifiestan con los consiguientes malos olores.

2.- Las lagunas anaerobias constituyen unidades sépticas en las cuales es característica la producción de malos olores y cuando se diseñaron con cargas de depuración elevadas acentuaron su septicidad. En algunos casos, su ubicación no fué la adecuada con respecto a la localidad, en función de la distancia requerida y los vientos dominantes.

3.- La falta de protección de los taludes de los bordos en la zona afectada por el oleaje, en los niveles máximo y mínimo de operación, originó la erosión de los mismos afectando su estabilidad.

4.- El inadecuado mantenimiento y la deficiencia de operación de estas unidades propiciaron el crecimiento de yerbas, y el azolvamiento de los conductos. El arrastre de toda clase de desperdicios por las aguas pluviales al no ser canalizados debidamente aumentaron la carga orgánica en las lagunas.

No obstante todos estos problemas hay algunas lagunas que están trabajando con buenos índices de operación; a continuación se presentan algunas lagunas de estabilización y proyectos con los que se empezó a trabajar en México por parte de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

RELACION DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION EXISTENTES

ESTADO Y LOCALIDAD POBLACION CAPACIDAD PROCESO FECHA ETAPAS
HABITANTES (l.p.s.)

BAJA CALIFORNIA

NORTE.

ESTADO Y LOCALIDAD	POBLACION HABITANTES (l.p.s.)	CAPACIDAD	PROCESO	FECHA	ETAPAS
Algodones	2,200	I	Laguna		
	5,600	P	Facultativa	1960	
Ensenada	80,000	I	16 P		
	160,000	P	208 P		
			Tanques Imhoff	1960-	2 tanques I
			Laguna Aereada	1961	1 laguna P
Mexicali	267,356	I	695 I		
	350,000	P	911 P		
			3 Lagunas anaerobias y 10 Lagunas aerobias en paralelo.	1970 1972	2-6 Lagunas I 3-10 Lagunas P

ESTADO Y LOCALIDAD	POBLACION HABITANTES	CAPACIDAD (l.p.e.)	PROCESO	FECHA	ETAPAS
<u>BAJA CALIFORNIA</u>					
<u>SUR</u>					
Villa Constitución	4,500 I 7,500 P	13 I 22 P	Lagunas Facultativas	1965	Etapa Única
La Paz	20,000 I 30,000 P	47 I 70 P	Tanques Imhoff y Lagunas Facultativas	1960- 1961	Etapa Única
<u>COAHUILA</u>					
Piedras Negras	60,000 I 120,000 P	156 I 312 P	2 Lagunas Anaerobias y 2 Aerobias	1964	Etapa Única
Cd. Acuña	15,600 P	55 P	Tanques Imhoff y Laguna Aerobia	1960- 1961	Etapa Única
<u>DURANGO</u>					
Durango	94,000 I 120,000 P	327 I 417 P	Lagunas Facultativas en paralelo	1966	Etapa Única
<u>PUEBLA</u>					
Ciudad Serdán	7,500 I 15,000 P	26 I 52 P	Laguna Anaerobia y Aerobia	1965	Etapa Única
<u>QUINTANA ROO</u>					
Chetumal	15,600 I 25,000 P	54 I 87 P	Lagunas Facultativas en serie	1964	Etapa Única
<u>SONORA</u>					
Agua Prieta	20,000 I 24,000 P	46 I 63 P	Laguna Anaerobia y Aerobia	1965	Etapa Única
Empalme	21,000 I	48 I	2 Módulos con lagunas Aerobia y Anaerobia c/u	1963	1 Módulo I 2 Módulos P
Naco	3,000 I 6,000 P	6 I 13 P	Laguna Anaerobia y Aerobia	1963	Etapa Única

NOTA: I - Inicial
P - Proyecto

ESTADO Y LOCALIDAD	POBLACION HABITANTES	CAPACIDAD (I.p.s.)	PROCESO	FECHA	ETAPAS
<u>TAMAULIPAS</u>					
Altamira	3,000 I 5,000 P	6 I 13 P	Laguna Anaerobia y Aerobia	1967	Etapa Única
Reynosa	60,000 I 100,000 P	208 I 347 P	Tanques Imhoff y 3 Lagunas Facultativas en serie	1960	Tanque Imhoff I Laguna Facultativa P
<u>BAJA CALIFORNIA NORTE</u>					
Tijuana	650,000 I 1'650,000 P	1,350 I 3,440 P	Lagunas de Estabilización aereadas y naturales en paralelo-serie (dos pasos)	1974	2 Etapas
<u>BAJA CALIFORNIA SUR</u>					
Villa Insurgentes	6,300 I 11,000 P	16.4 I 28.6 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1972	1 Laguna I 2 Lagunas P
<u>COAHUILA</u>					
Fco. I. Madero	12,631 I 25,000 P	21.7 I 43.4 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1973	1 Laguna I 2 Lagunas P
<u>COLIMA</u>					
Colima	60,000 I 95,000 P	140 I 193 P	Módulos con Laguna Anaerobia y Facultativa c/u. (Dos)	1972	1 Módulo I 2 Módulo P
<u>CHIAPAS</u>					
Tapachula	80,000 I 130,000 P	185 I 300 P	2 Módulos con 2 Lagunas Facult. c/u	1974	1 Módulo I 2 Módulo P
Tonalá	15,711 I 30,000 P	25 I 50 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1972	Etapa Única

ESTADO Y LOCALIDAD	POBLACION HABITANTES	CAPACIDAD (l.p.s.)	PROCESO	FECHA	ETAPAS
<u>DURANGO</u>					
Cenatlán	7,000 I 14,000 P	12 I 24 P	3 Lagunas Facultativas en serie	1971	2 Lagunas I 3 Lagunas P
Gpe. Victoria	8,290 I 18,000 P	15.7 I 31.3 P	3 Lagunas Facultativas en serie	1971	2 Lagunas I 3 Lagunas P
Vicente Guerrero	9,109 I 15,000 P	15.8 I 26.0 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1971	1 Laguna I 2 Lagunas P
<u>GUANAJUATO</u>					
Guanajuato	50,000 I 75,000 P	130 I 195 P	4 Lagunas Facultativas en serie	1971	Etapas Únicas
Salamanca	62,000 I 97,000 P	145 I 196 P	2 Módulos con lagunas Anaerobia y Facult. c/u	1972	1 Módulo I 2 Módulos P
<u>GUERRERO</u>					
Atoyac de Alvarez	8,095 I 15,000 P	13 I 26 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1973	Etapas Únicas
Coyuca de Benítez	6,328 I 12,050 P	15.8 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1973	Etapas Únicas
Huitzoco	10,000 I 20,000 P	34.7 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1972	Etapas Únicas
San Jerónimo de Juárez	5,024 I 10,000 P	13.0 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1972	Etapas Únicas
San Luis San Pedro	6,000 I 12,000 P	10.4 I 20.8 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1972	1 Laguna I 2 Lagunas P
San Luis de la Loma	6,000 I 12,000 P	10.4 I 20.8 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1973	1 Laguna I 2 Lagunas P
Tecpan de Galeana	8,095 I 12,000 P	20.8 P	2 Lagunas Facultativas en serie	1973	Etapas Únicas

ESTADO Y LOCALIDAD	POBLACION HABITANTES	CAPACIDAD (l.p.s.)	PROCESO	FECHA	ETAPAS
<u>GUERRERO</u> Cont. Teloloapan	10,355 I 22,000 P	36.0 P	Laguna Aereada y Facult. en serie	1974	Etap Única
Tlapa	7,000 I 14,000 P	12.2 I 24.4 P	2 Lagunas Facult. en serie	1973	1 Laguna I 2 Lagunas P
<u>JALISCO</u> Chapala	12,500 I 25,000 P	24.2 I 48.4 P	2 Lagunas Facult. en serie	1973	1 Laguna I 2 Lagunas P
<u>NAYARIT</u> Santiago Ixcuintla	17,500 I 35,000 P	30.4 I 60.8 P	3 Lagunas Facult. en serie	1972	2 Lagunas I 3 Lagunas P
Tecuala y Atoto Nilio	12,461 I 40,320 P	70.0 P	3 Lagunas Facult. en serie	1972	Etap Única
Tuxpan	25,000 I 50,000 P	43.4 I 86.8 P	3 Lagunas Facultativas en serie	1972	2 Lagunas I 3 Lagunas P
Ruiz	12,500 I 25,000 P	21.7 I 43.4 P	2 Lagunas Facultativas	1973	1 Laguna I 2 Lagunas P
<u>OAXACA</u> Itepec	26,000 I 35,000 P	60.8 P	3 Lagunas Facult. en serie	1973	2 Lagunas I 3 Lagunas P
Tehuantepec	26,300 I 42,000 P	97.2 P	3 Lagunas Facult. en serie	1973	2 Lagunas I 3 Lagunas P
Tlacolula	18,000 I 27,000 P	31.0 I 47.0 P	3 Lagunas Facult. en serie	1973	2 Lagunas I 3 Lagunas P

ESTADO Y LOCALIDAD	POBLACION HABITANTES	CAPACIDAD (l.p.s.)	PROCESO	FECHA	ETAPAS
<u>SONORA</u>					
Cd. Obregón	120,000 I 210,000 P	334 I 584 P	2 Módulos con tres Lagunas en serie c/u Facultativas	1972	1 Módulo I 2 Módulo P
Magdalena	10,000 I 20,000 P	23 I 46 P	3 Lagunas Facult. en serie	1973	1 Laguna I 3 Lagunas P
Puerto Peñasco	9,000 I 16,000 P	39 P	1 Tanque de infiltracion	1974	Etap única
<u>TAMAULIPAS</u>					
Estación Manuel	11,000 I 22,000 P	19 I 38 P	2 Lagunas Facult.	1973	1 Laguna I 2 Lagunas P
Cd. Díaz Ordaz	11,000 I 18,000 P	117 I 234 P	2 Módulos con Laguna Anaerobia y Aerobia c/u	1973	Etap única
<u>TLAXCALA</u>					
Tlaxcala	9,970 I 20,000 P	34.7 P	2 Lagunas en serie una Aerada y una Natural	1974	Etap única
<u>ZACATECAS</u>					
Guadalupe	13,500 I 32,000 P	23.4 I 55.6 P	4 Lagunas Facult. en serie	1973	2 Lagunas I 4 Lagunas P
Río Grande	13,000 I 20,000 P	34.8 P	2 Lagunas Facult. en serie	1972	1 Laguna I 2 Lagunas P

CAPITULO I
Descripción de las lagunas

I.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

La gran variedad de actividades humanas trae como consecuencia un amplio campo de productos residuales, de los cuales una gran porción pasa al agua, siendo necesario tratar estas aguas antes de ser eliminadas de las comunidades.

Hay necesidad de métodos de tratamiento de aguas negras a bajo costo y estos deben ser tales que su uso y mantenimiento correspondan a la capacidad y aptitudes de los centros urbanos. Es indispensable la protección de todos los recursos de agua disponibles, para evitar su contaminación, particularmente en los tiempos actuales en los que la expansión demográfica hace necesarios mayores volúmenes de agua para los diversos usos a que la destina el hombre.

Esta explosión demográfica causa un gran desequilibrio en relación con los recursos hidráulicos disponibles, ya que al crecer las ciudades hay que satisfacer todas las demandas de agua y se debe traer ésta cada vez de lugares más distantes, lo que aumenta considerablemente el costo de adquisición. Día a día resulta más difícil y costoso el suministro de agua potable a las poblaciones; la sobreexplotación de las fuentes de captación y el incremento de las demandas han obligado a los gobiernos de los países a tomar medidas inmediatas para hacer uso más apropiado y conciente del agua así como para prevenir su contaminación. Todo esto hizo necesario la creación de una legislación sobre los usos del agua.

El tratamiento de las aguas negras resuelve este doble problema ya que impide la contaminación de los vasos o de las corrientes naturales en las que se vierten las aguas tratadas y propicia su aprovechamiento con fines industriales, de riego agrícola, municipal, recarga de acuíferos etc.

I.2.- NATURALEZA DE LA CONTAMINACION DE LAS AGUAS.

Aunque la contaminación de aguas puede ser accidental, la mayor parte de las veces deriva de los vertidos no controlados de distinto origen. Las principales fuentes de contaminación de las aguas son las siguientes:

I.2. 1).- Aguas residuales urbanas.

Estas contienen los residuos diarios de toda una comunidad.

Su volumen está en constante aumento, alcanzando en algunas ciudades cifras hasta de 400 litros/persona/día, que suponen alrededor de 40 Kg de materias sólidas secas por habitante y por año.

La cantidad de agua que sirve de vehículo a la materia orgánica es tanto mayor cuanto más abundante es el abastecimiento y más avanzada es la industrialización de la comunidad. Todos estos gastos se dan generalmente en centros residenciales principalmente, en donde tienen una dotación de agua potable por habitante y por día mayor que en los lugares populosos donde aquella es considerablemente menor, por ejemplo para el primer caso hay suministros de agua potable hasta de 500 lts/hab/día, mientras que en las comunidades populares viene siendo normalmente de 200 lts/hab/día.

A las materias orgánicas originalmente contenidas en el agua suministrada a una población, se agrega una serie de productos tales como materias fecales, jabón, suciedad, basura y otras sustancias. Ciertos residuos permanecen en suspensión, algunos entran en solución y otros llegan a estar tan finamente divididos que adquieren las propiedades de las partículas coloidales.

Una gran parte de desechos son de naturaleza orgánica, sobre todo en las aguas negras domésticas y están sujetas al ataque de microorganismos saprófitos debido a su valor energético, es decir organismos en descomposición, por lo que dichas aguas son inestables, turbias, putrescibles y presentan un aspecto bastante desagradable. Estas aguas pueden ser transmisoras de enfermedades infecciosas tales como la fiebre tifoidea, fiebre paratifoidea y disenteria o sea las llamadas enfermedades hídricas, ya que personas con estos males descargan sus desechos a la red de alcantarillado. Además el caudal se ve incrementado por las filtraciones que sufren los tubos del alcantarillado debido a las aguas subterráneas.

También van hacia el sistema de desagüe, los deslaves de las calles, techos, jardines, parques y patios. La suciedad entrante de arena, polvo, grava y otras sustancias granulares son pesadas e inertes, sin embargo los residuos orgánicos son ligeros y desagradables.

I.2. 2).- Aguas de origen industrial.

Constituyen la principal fuente de contaminación de las aguas porque la mayoría de las industrias utilizan el agua en cantidades variables en los diferentes procesos de fabricación. Los principales sectores de la industria que contaminan el líquido son:

La Industria Petrolera.

La Industria del Carbón.

Las Industrias Químicas.

Industrias que usan los derivados de la celulosa.

Las aguas residuales industriales varían en su composición,-- de acuerdo con las operaciones de la industria. Algunas son de enjuague, relativamente limpias; otras se encuentran fuertemente cargadas de materia orgánica, minerales, sustancias corrosivas, venenosas, inflamables y explosivas. Ciertas sustancias son tan dañinas que no deberían admitirse en los sistemas de alcantarillado público. Otras contienen cantidades tan pequeñas de materias no ofensivas que pueden descargarse a los drenajes municipales o directamente a las corrientes naturales de agua.

Las grasas, la cal, el cabello y las fibras se adhieren a los ductos de alcantarillado y los obstruyen; los ácidos en general y el ácido sulfhídrico en particular, destruyen el cemento y los metales; los productos químicos venenosos aniquilan el tratamiento biológico, matan la vida acuática útil y hacen peligrosos los abastecimientos de agua. Los líquidos inflamables o explosivos ponen en peligro las estructuras por las que fluyen; los vapores y gases -- tóxicos son riesgosos para los obreros y operadores del sistema sanitario, en fin que para toda la comunidad, la contaminación de -- las aguas debido a las industrias son un peligro latente que se debe controlar para evitar daños, que en determinado tiempo, pueden ser irreversibles.

I.2. 3).- Contaminación agrícola.

Proviene principalmente de ciertos productos utilizados en la agricultura, tales como plaguicidas y de residuos de origen animal. Una lista de productos contaminantes de las aguas de un país, comprendería centenares y hasta miles de sustancias. Con la intro-

ducción de la agricultura el hombre modificó el equilibrio en numerosas zonas. Muchas especies de animales que en su ambiente originario se encuentran regulados, en cuanto a población, por la presencia de otros organismos competidores o depredadores, en otro medio son capaces de aumentar considerablemente su número. En esencia éste es el *modus vivendi* más común de las plagas.

Para encontrar un nuevo equilibrio ecológico y luchar contra los animales y plantas perjudiciales, se empezaron a utilizar desde hace ya bastantes años ciertos productos químicos cuyo número y eficiencia no ha dejado de aumentar. Una de las primeras sustancias químicas de carácter insecticida fué el sulfato de cobre, utilizado para combatir las plagas de la vid. Sin embargo en las últimas dos décadas han sido descubiertos centenares de nuevos plaguicidas de mucha mayor eficacia pero igualmente contaminantes.

El más conocido de todos ellos es sin lugar a dudas el D.D.T. o Dicloruro - Difenil - Tricloroetano, sintetizado y comercializado en la Segunda Guerra Mundial para combatir el tifus exantemático y para erradicar el paludismo.

El daño que los plaguicidas hacen al agua, se refleja primordialmente en las corrientes subterráneas, ya que al aplicarlos a las plantas y al caer la lluvia sobre éstas, las materias contaminantes se precipitan al suelo y se van infiltrando en el terreno hasta llegar a las corrientes internas, que como se sabe, sirven para el abastecimiento de agua por medio de pozos artesianos o bien cuando salen incorporándose a las corrientes superficiales.

1.3.- DESCRIPCIÓN BREVE DE LOS PROCEDIMIENTOS DE TRATAMIENTO MÁS IMPORTANTES PARA LAS AGUAS NEGRAS Y JUSTIFICACIÓN DEL USO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.

Un tratamiento completo de aguas negras consta generalmente de los siguientes procesos:

- 1.- Procesos físico-químicos.
- 2.- Procesos químico-biológicos.
- 3.- Desinfección.

I.3. 1).- Procesos físico-químicos.

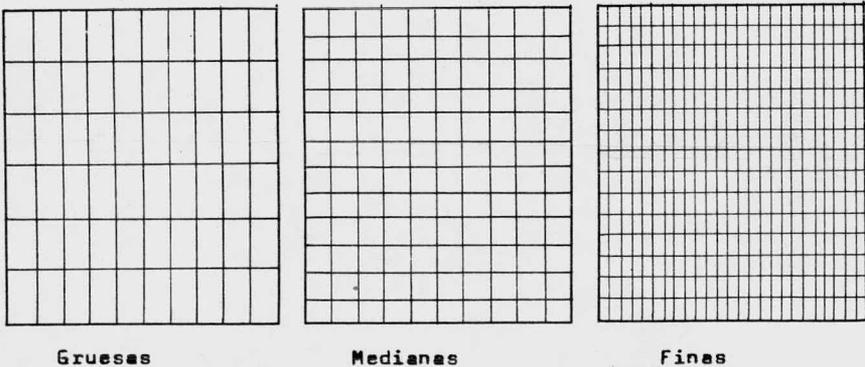
Las aguas negras traen consigo sustancias en flotación, suspensión, estado coloidal y solución. El primer paso a seguir dentro de estos procedimientos, es el de la separación de botellas, cascajo, cenizas, envases de fierro y otras materias. Esto se lleva a cabo por lo general en forma de separación directa, mientras que la de aquellos materiales más finos, que no se han podido retirar de esta forma, se separan por sedimentación.

Separación directa.

Esta se efectúa con relativa facilidad, usando rejajas gruesas, rejajas finas, desnatadores, cedezos gruesos y finos. Las rejillas se construyen generalmente de soleras de fierro, espaciadas 5 a 10 cms, cuando se trata de rejajas gruesas; de 1.5 a 5 cms. si las rejajas son medianas y de menos de 1.5 cms en el caso de las finas.

Existen rejillas de patente pero son más costosas, suelen ocluirse pronto, por lo que se hace necesario limpiarlas continuamente. El volumen de sólidos recogidos en esta forma fluctúa entre 90 y 240 litros por cada 1000 m³ de aguas negras.

FIG. I-1.- DIFERENTES TIPOS DE REJILLAS.



Los desnatadores son tanques que poseen vertedores en sus --- orillas, de tal forma que las aguas que contienen grandes canti--- dades de aceites y grasas, así como objetos flotantes de menores - dimensiones derramen a través de los vertedores mencionados; toda la capa de agua superficial acarrea consigo dichos objetos y demás sustancias supernadantes.

Los cedazos son en esencia láminas perforadas con agujeros - cuyos diámetros varían desde algunos milímetros hasta 8 o 10 cms.

El producto obtenido de las rejillas y cedazos se debe des--- truir pues es muy ofensivo a vista y olfato; por lo general se pue de incinerar o enterrar.

Separación por sedimentación.

La primera etapa de la separación de sólidos por sedimentación la constituyen los tanques desarenadores. Estos son fundamentalmente necesarios cuando se trata de un sistema de alcantarillado unitario, pues son precisamente las aguas pluviales las que al lavar -- las calles acarrean cantidades variables de arena. Estos tanques se proyectan para quitarle al agua materias inorgánicas como arena y cascajo, pero no materia orgánica.

El procedimiento consiste en disminuir la velocidad del agua -- lo suficiente (30 cms/seg) como para que los sólidos sedimenten -- mientras que la materia orgánica sigue en suspensión por ser más -- ligera. Las arenas depositadas en estos recipientes pueden utilizarse para rellenos o bien lavarse para alguna utilidad posterior.

Las aguas procedentes de los tanques desarenadores pasan a -- los sedimentadores y la acción se lleva a cabo principalmente por -- gravedad, ya que el agua corre lentamente o bien está en reposo.

Estos tanques de sedimentación simple sirven para que algunos de los sólidos suspendidos en el agua se asienten en el fondo. El -- periodo de retención de un tanque fluctúa entre 45 minutos y 2 ho-- ras, dependiendo de la frescura de las aguas y de la proporción de -- sólidos por retener. En un tiempo de 2 horas se reducen los sólidos en suspensión un 60% y la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) en un 40 %, tomando en consideración que las aguas tengan un contenido de aquellos de 300 a 400 partes por millón (p.p.m) . (Llámase DBO a la cantidad de oxígeno que requieren las aguas negras para adquirir un carácter estable).

Hay otro tipo de tanques sedimentadores en los que se utilizan materias químicas como el alumbre, cal, cloruro férrico, ácido sulfúrico, bióxido de azufre, etc. Estas sustancias son floculantes, -- es decir forman flóculos o aglomeraciones con las sustancias más -- finas en suspensión y en estado coloidal, que posteriormente se pre-- cipitan .

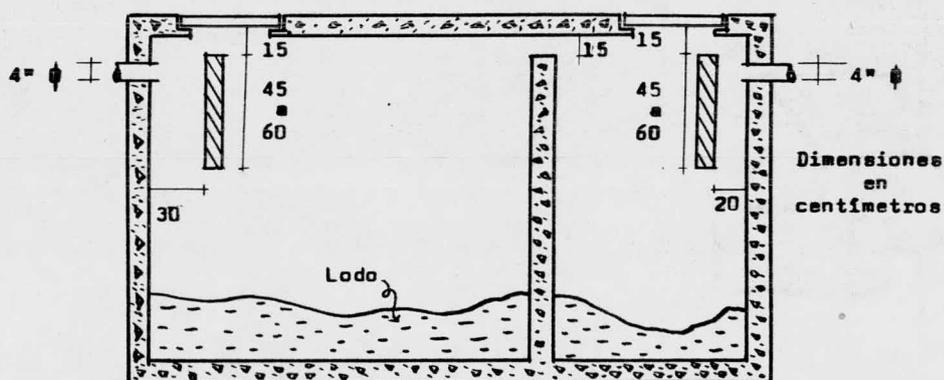
En general las aguas negras y el material químico se introducen en una cámara mezcladora de proporciones adecuadas que es donde se precipita el flóculo.

Con la aplicación de los procesos físico-mecánicos a las aguas negras, se logra la clarificación casi total de dichos fluidos. Cabe mencionar aquí que existen otros procesos llamados sépticos, mediante los cuales se logra aclarar también el líquido que nos ocupa. Son aquellos los tanques sépticos o fosas y los tanques Imhoff.

Tanques sépticos.

Son depósitos de sedimentación simple en los que se ha dejado al lodo tiempo suficiente para que sufra una digestión parcial o total. Este tipo de tanque ya no se utiliza en el tratamiento de aguas municipales, pues con la acción séptica el lodo y las aguas se descomponen a tal grado, que el efluente tiene una alta e inmediata Demanda de Oxígeno Bioquímico (DBO), que produce olores de hidrógeno sulfurado y contiene muchas partículas de lodo en suspensión. Por esto el tratamiento subsecuente de oxidación se hace más difícil. Debido a estas desventajas se ha reducido la aplicación a algunas pequeñas plantas de tratamiento en industrias y residencias ya que como ventaja presentan facilidad de operación y construcción.

FIG. I-2.- DETALLE DE UN TANQUE SEPTICO



Tanques Imhoff.

Estos tanques constan de un compartimiento de digestión que -- está situado debajo del compartimiento de sedimentación, la corriente de aguas negras se verificará solo en este último. Las dos divisiones se comunican entre sí en toda su longitud mediante una rendija de 25 centímetros de ancho, por donde los sólidos que se sedimentan tienen acceso por gravedad al depósito aislado de digestión de donde se puede extraer lodo bien digerido.

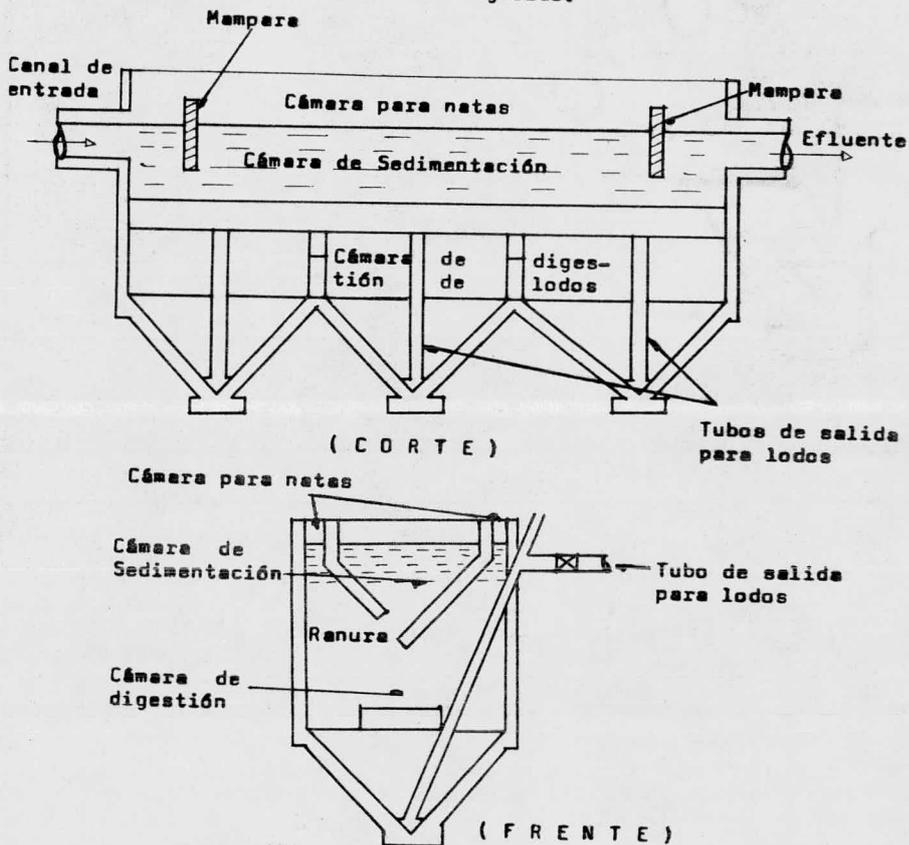


FIG. I-3.- TANQUE IMHOFF TÍPICO.

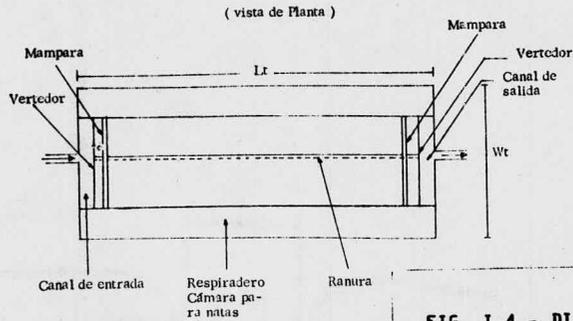
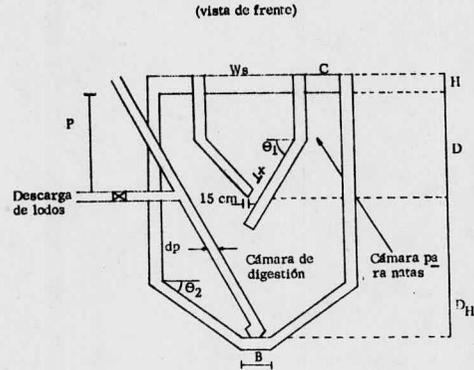


FIG. 1-4.- DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UN TANQUE IMHOFF.

Parámetros	Valores Típicos	
θ_1	Pendiente del fondo de la cámara de sedimentación	45 - 60°
θ_2	Pendiente del fondo de la cámara de digestión (Tolvas)	30 - 45°
W_s	Ancho de la cámara de sedimentación	$L_t/3$ a $L_t/5$
D	Altura de la cámara de sedimentación	
L_t	Longitud del tanque	$L_t = 3W_s$ a $5W_s$
W_t	Ancho del tanque	W_t
x	Ranura en el fondo de la cámara de sedimentación	15 a 20 cm
B	Fondo de la tolva	60 cm (mínimo)
dp	Dímetro del tubo para lodos	15 a 20 cm
P	Carga hidrostática	2 m de carga mínima
H	Borde libre	45 - 60 cm
D_{H1}	Profundidad de la cámara de digestión	
C	Ancho mínimo de las áreas de ventilación	50 cm

I.3. 2).- Procesos químico-biológicos.

Como segundo paso en el tratamiento de aguas negras se tiene la aplicación de los procesos químico-biológicos que tienen como objetivo fundamental, la transformación del efluente clarificado para lograr su estabilización. En esta transformación juega un papel muy importante la aereación, ya que a través de ella es tomado el oxígeno atmosférico para la oxidación de la materia orgánica.

Los dispositivos que se usan para este fin son los siguientes:

- A).- Prefiltración gruesa.
- B).- Lechos de contacto.
- C).- Filtros rociadores.
- D).- Lodos activados.

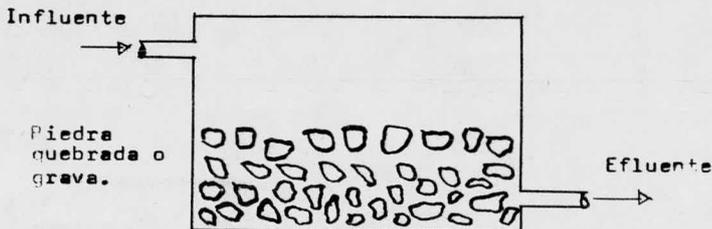
A).- Prefiltración gruesa.

Consiste en pasar el efluente por un tanque, el cual se encuentra lleno de piedra quebrada o grava de tamaño regular, logrando aumentar la superficie de aereación. Además los espacios libres que deja el material sirven para el desarrollo de bacterias aerobias que fijan la materia orgánica. La aplicación del efluente debe ser intermitente, para dar tiempo a que el aire penetre por los intersticios mencionados, favoreciendo así el desarrollo de los microorganismos.

Es necesario drenar el depósito para asegurar la pronta salida del líquido.

Este depósito reduce el contenido de materia en suspensión en un 60 a 65%.

FIG. I-5.- PREFILTRACION GRUESA.



B).- Lechos de contacto.

Para obtener mayor eficacia en el filtrado, se ideó un filtro formado por capas alternadas de grava y arena. Estos lechos trabajan bajo el principio de que una gran parte de materia sólida y coloidal es retenida en los espacios huecos de la capa, efectuando esta un trabajo propiamente de cedazo, en tanto que la bacteria aerobia fija, en la película biológica que cubre la superficie de la grava, y convierte la materia orgánica en sustancias estables.

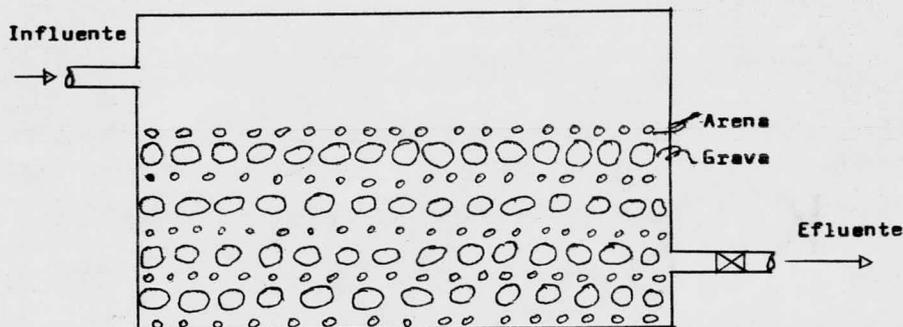
El procedimiento usual de operación es el siguiente:

Estando la válvula de salida cerrada, se llena el tanque por 2 horas; se mantiene en reposo durante 2 horas. Se abre entonces la válvula de salida, tardando el líquido 2 horas en salir. Por último se mantiene el tanque vacío por 2 horas.

Como se ve el proceso dura 8 horas y se puede repetir tres veces al día.

Los lechos de contacto bien operados, recibiendo aguas negras presedimentadas y sujetando el efluente a sedimentación secundaria reducen el contenido de materia en suspensión en un 80 a 90%, la DBO en un 65 a 85% y las bacterias en un 60 a 80%.

FIG. I-6.- LECHOS DE CONTACTO.



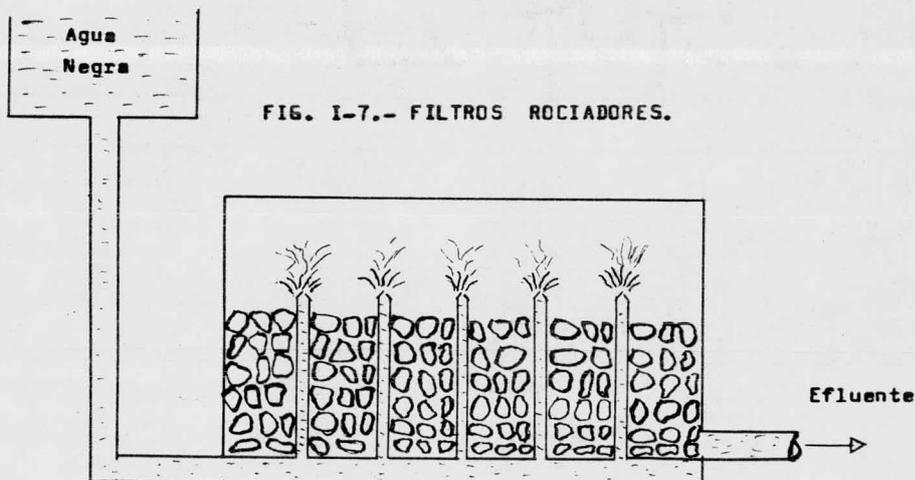
C).- Filtros rociadores.

Se conocen también con el nombre de filtros de escurrimiento, aeradores o percoladores. En vez de mantener las aguas negras en contacto con el material filtrante, usando el sistema de llenado y vaciado, éstas se aplican con regaderas a la superficie del filtro en forma intermitente, dejando que por gravedad escurra a través del lecho, mientras que sufren oxidación mediante la acción bacteriana. El material filtrante consta de grava, piedra quebrada, carbón de antracita, coque, cenizas, escorias de altos hornos, etc.

La substancia que se escoja, depende de la facilidad para obtenerla en la localidad.

La eficiencia de éstos filtros es del 80 al 95% en la reducción de la demanda bioquímica de oxígeno; del 70 al 90% en la disminución de los sólidos en suspensión y las bacterias en un 90 a 95%.

Esta eficacia se logra con los filtros operados, si son precedidos y seguidos de tanques de sedimentación.



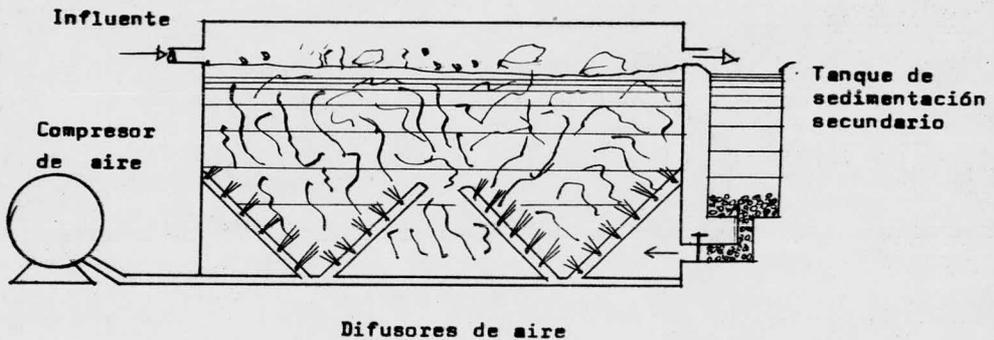
D).- Lodos activados.

Este procedimiento es más eficiente que los anteriores , pero más complicado y costoso.

La forma en que se lleva a cabo el proceso es la siguiente :

Se introduce el efluente en un tanque especial que cuenta con dispositivos adecuados para difundir ampliamente aire a presión desde el fondo y en toda la masa del agua. Este aire provoca la formación superficial de flóculos de materia orgánica . La capa superior del agua con todo y aglomeración se hace derramar por un vertedor a un tanque de sedimentación secundario , en el cual se depositan los lodos , regresandose a aquel un 25 a 30% de dichos lodos , para activar el proceso.

FIG. I-8.- LODOS ACTIVADOS.



Cuando se instala una planta por primera vez, el lodo activado biológicamente se prepara agitando las aguas negras no tratadas y lodo por un período de 3 a 4 semanas , en presencia de grandes cantidades de oxígeno . Bajo éstas condiciones las bacterias aerobias y facultativas aumentan de un modo considerable en número y habilidad para oxidar la materia orgánica con toda rapidez. Al proceso de desarrollo de la bacteria en esta forma se le llama "activación" y al lodo biológicamente activo que la contiene "lodo activado" o "bahorrina" .

Una de las más grandes ventajas del tratamiento por lodos activados es su gran flexibilidad . Casi cualquier grado de tratamiento puede obtenerse , variando el período de aereación y la cantidad de aire comprimido.

Con este tratamiento puede quitarse hasta el 90 % de los sólidos en suspensión , el 95 % de las bacterias y el 90 % de la DBO.

Los lodos que se recogen del desnatador y de los tanques de sedimentación durante la primera etapa del tratamiento , así como de las cuatro clases de tanques de la segunda etapa presentan el problema de la disposición final . Esta se lleva a cabo en dos pasos :

Primero quitar el agua a los lodos extendiéndolos sobre lechos de arena especialmente construidos para tal objeto.

Y segundo la disposición de los sólidos del lodo que una vez secos pueden utilizarse como abono agrícola o incinerarlo.

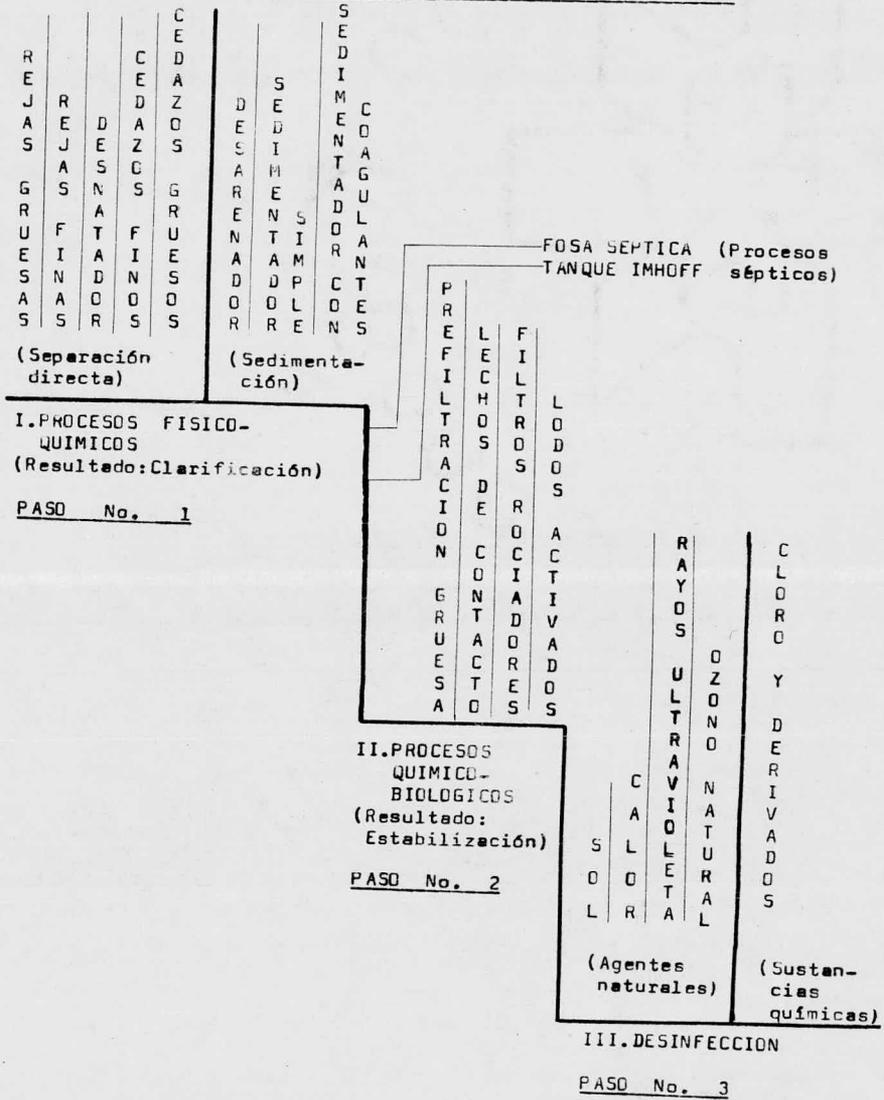
1.3. 3).- Desinfección.

La última etapa del tratamiento la constituye la desinfección de las aguas clarificadas. Puede encargársele a los agentes naturales como son el sol, el calor, el ozono natural etc., o bien puede llevarse a cabo mediante materias químicas como son el cloro y sus derivados. En algunas ocasiones se utilizan también la electricidad y los rayos ultravioleta para este fin.

A continuación presentamos el esquema completo para el tratamiento de aguas negras:

FIG. I-9

ESQUEMA DE UN TRATAMIENTO COMPLETO DE AGUAS NEGAS



El tratamiento completo de las aguas negras tal y como se ha expuesto, implica fuertes erogaciones. Los implementos y dispositivos empleados son casi en su totalidad de patente, y por ende de costo elevado, viniendo a aumentar más su precio el hecho de que generalmente se trata de productos de importación.

Se requiere además la edificación de recintos adecuados para dar albergue a gran parte de los aparatos, siendo este motivo de costo adicional.

Por lo que respecta a la operación de las plantas de tratamiento, requieren cantidades considerables de energía generalmente eléctrica, para su funcionamiento. Es indispensable, también la contratación de personal técnico especializado que se encargue de la correcta operación de la instalación.

Si se añade a todo esto el costo de depreciación y mantenimiento del equipo, así como los productos químicos empleados constantemente, se verá fácilmente que la instalación de plantas de este tipo en lugares de pocos recursos económicos, resulta impracticable. Por todas estas razones el tratamiento que en estos lugares se da al agua es nulo o reducido al mínimo, contribuyendo bastante a la contaminación de los recursos hidráulicos.

JUSTIFICACION DEL USO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION.

Se reconoce que el tratamiento biológico en algunas de sus formas es la solución más económica en el caso de las aguas negras domésticas y en la mayoría de las aguas negras industriales.

Las lagunas de estabilización son la solución más adecuada para los lugares donde el suelo no es muy caro, las cargas orgánicas fluctúan, existen restricciones económicas y hay escasez de personal preparado.

Se ha demostrado que es considerablemente más barato tratar aguas negras en lagunas de estabilización que por cualquier otro procedimiento, siempre y cuando el costo del terreno no sea muy elevado.

Siendo México un país que se encuentra situado entre las latitudes N 14° y 34° y aunado esto a que tiene un alto índice de inspección, las lagunas de estabilización vienen a ser una solución óptima para el tratamiento de aguas residuales.

I.4.- DESCRIPCIÓN DE LAS LAGUNAS.

El uso eficiente de las lagunas de estabilización requiere de condiciones climatológicas especiales, así como de la disponibilidad de extensiones substanciales de terreno a bajo precio, para su aplicación. Estos requerimientos se satisfacen plenamente en las poblaciones rurales y semirurales del país, dando por resultado, en comparación con otros métodos de tratamiento, costos más bajos tanto de construcción como de operación y mantenimiento.

El objetivo de tratamiento de las aguas negras de una población es afectar en el menor grado posible las condiciones de los receptores del agua tratada, ya que estos como se ha dicho pueden ser usados para diversos fines como son abastecimiento de agua a otras poblaciones, recreo, irrigación, explotación de otras especies acuáticas y otros usos más.

Los procesos de tratamiento de aguas negras persiguen acelerar y controlar los métodos naturales de purificación, de tal forma que se logre la estabilización de la materia orgánica, sin que se presenten condiciones ofensivas.

Las lagunas de estabilización proporcionan un procedimiento de tratamiento sencillo y eficiente en el que las aguas negras crudas del sistema de alcantarillado descargan en un almacén de relativamente baja profundidad en donde quedan sujetos al mismo proceso de oxidación que ocurre en los lagos naturales.

En el tipo de instalaciones que estamos tratando se retienen las aguas negras hasta que se reduce la DBO a niveles adecuados, después de lo cual el efluente puede ser descargado a los cuerpos receptores o usarse para riego de cultivos específicos. Durante el proceso los sólidos llevados por el influente se convierten en lodos que se asientan en el fondo de la laguna.

Debido a la baja concentración de sólidos de las aguas negras la producción de lodos es prácticamente despreciable, circunstancia que permite que una laguna correctamente diseñada preste muchos años de servicio sin padecer reducciones detectables en su capacidad.

La operación como el tratamiento de las lagunas de estabilización son generalmente sencillos y no requieren en sí de personal especializado en la materia sino que los mismos pobladores en donde se establezcan estas lagunas, lo pueden hacer sin mayor dificultad. En efecto la labor principal la lleva a cabo la naturaleza propia en forma espontánea, y la intervención del hombre se reduce a eliminar cualquier fenómeno perturbador que pudiera afectar en forma importante dicho proceso.

Antes de empezar a ver detalladamente todos y cada uno de los tipos de lagunas de estabilización, veamos las diferentes características y formas típicas como se disponen las lagunas.

El objetivo fundamental de este tipo de instalaciones es el de la estabilización de las aguas negras. Su funcionamiento hidráulico se realiza mediante flujo horizontal y la interconexión entre unas unidades y otras pueden ser en serie, en paralelo o en paralelo-serie.

Con respecto al proceso de autodepuración que se genera en las lagunas de estabilización, se les puede clasificar en Aerobias, Anaerobias y Facultativas. En cuanto a su forma pueden ser regulares e irregulares. La primera corresponde a superficies que adoptan formas tales como la circular, rectangular, y cuadrada. En términos generales, las lagunas deberán de proyectarse de acuerdo con las curvas de nivel del terreno, con el objeto de que su construcción sea más económica. Dentro de estas formas regulares la más comúnmente usada es la rectangular, esto se debe posiblemente a la similitud hidráulica que se le atribuye con respecto a los tanques sedimentadores. La profundidad media varía entre 1 y 2 metros.

Refiriéndose a la extensión superficial, las lagunas podrían clasificarse en 3 grupos:

- 1.- Menores de 4,000 m².
- 2.- Entre 4,000 y 20,000 m².
- 3.- Mayores de 20,000 m².

(Según Gloyne 1973)

El tiempo de retención es en general mayor de diez días. El área superficial de las lagunas de estabilización se determina en función de la DRO_5 a $20^{\circ}C$ de temperatura (es la demanda bioquímica de oxígeno en los primeros cinco días de retención del agua negra) de la capacidad de depuración, del caudal por tratar, del tiempo de retención y de la profundidad.

En el diseño de estos dispositivos de tratamiento, el área total estimada deberá seccionarse, obteniéndose de este modo una serie de lagunas las cuáles se podrán interconectar de la siguiente forma:

En serie.- Anaerobias- Aerobias; Anaerobias-facultativas y --
Facultativas.

En paralelo.- Aerobias y Facultativas (aisladas o en serie)

Cuando se requiera un grado elevado de tratamiento, se puede agregar un tanque de maduración al final de cada sistema, ya sea en serie o en paralelo.

Segun otro criterio, el tamaño por laguna más usual de acuerdo con sus características de proceso es de 0.25 a 3.00 Ha para las Aerobias y de 3 a 10 Ha para Anaerobias y Facultativas.

Por tratarse de tanques de grandes dimensiones, se construyen a base de estructuras de tierra producto del material excavado, debiendo existir una compensación entre el material extraído y el requerido por la compactación de bordos.

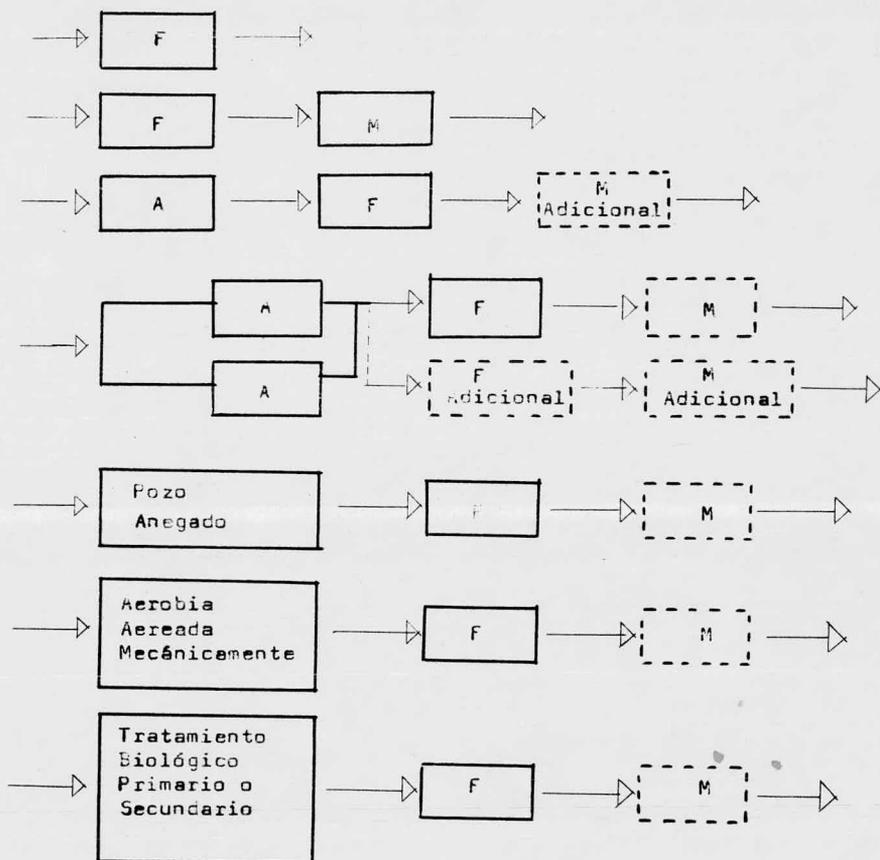
El tipo apropiado de suelo para la ubicación de éstas instalaciones, es el de naturaleza permeable y composición arcillosa, a fin de que con el material producto de las excavaciones, se formen y se compacten los bordos respectivos. Cuando no es posible contar con terrenos de estas características, deberán revestirse el fondo, los taludes y la corona de los tanques, ya sea con una capa de arcilla o con un recubrimiento de concreto pobre colado en cuadros de dimensiones apropiadas y separados por juntas de dilatación.

La entrada y salida a las lagunas se lleva a cabo mediante --cajas de concreto y las interconexiones por medio de tuberías.

Como se muestra en la figura, un sistema de lagunas de estabilización puede estar formado por una sola laguna facultativa o varios estanques en serie de diferentes tipos, por ejemplo: Aerobio-facultativo y de Maduración. Además puede construirse un sistema en paralelo que comprendan varias series de lagunas de diferentes

tipos. De la misma manera, pueden tratarse igualmente las aguas provenientes de letrinas, también pueden utilizarse lagunas aeradas - mecánicamente, bajo el régimen aerobio como parte preliminar de un tratamiento biológico.

FIG. I-10.-EJEMPLO DE SISTEMAS TÍPICOS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.



A = Laguna Anaerobia
 F = Laguna Facultativa
 M = Laguna de Maduración

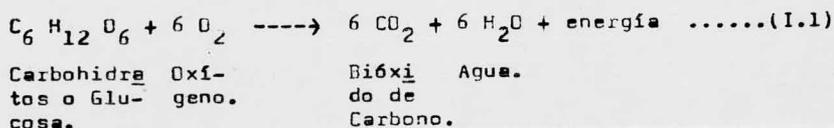
I.4. 1).- LAGUNAS DE OXIDACION.

Cuando las lagunas se diseñan y operan de manera que la estabilización es predominantemente aeróbica, se les llama Lagunas de Oxidación. Son de escasa profundidad, (máximo 1.50 m), para permitir el paso de la luz hasta las capas inferiores.

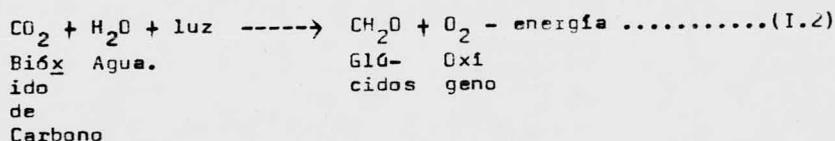
La estabilización de las aguas negras se debe a la acción de las bacterias y algas. Las primeras digieren y oxidan el líquido, mientras que las segundas, mediante la fotosíntesis producen el oxígeno que se requiere para la acción bacteriana aeróbica.

El ciclo de descomposición del oxígeno es cerrado y continuo, ya que el bióxido de carbono (CO_2), producido en la descomposición de la materia orgánica, es utilizado por las algas en el proceso fotosintético como consecuencia del cual se produce oxígeno.

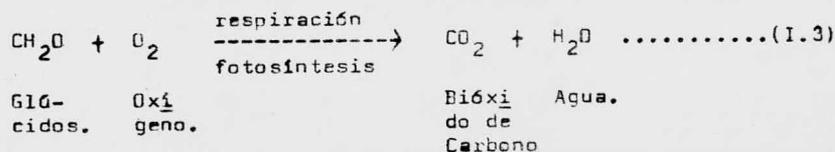
La ecuación química que ilustra la forma de respiración de las algas durante la noche, es la siguiente:



Durante el día se produce la fotosíntesis, cuya ecuación química es:



Por lo tanto la ecuación de los procesos combinados es:



Como ya se mencionó, la cantidad de oxígeno necesaria para la descomposición aeróbica se denomina DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno). A 20°C, el ritmo al que se requiere el oxígeno es máximo - durante los primeros 5 o 6 días, disminuyendo después de modo constante, pudiendo acelerarse nuevamente alrededor del vigésimo día , después del cual disminuye gradualmente durante tiempo indefinido.

Lo anteriormente expuesto dió la pauta para que se tomara como referencia de medición la DBO₅ (Demanda Bioquímica de Oxígeno a los cinco días) y a la temperatura mencionada arriba.

I.4. 2).- LAGUNAS ANAEROBIAS.

Por lo general se construyen para dar tratamiento primario a las aguas negras, sin embargo realizan al mismo tiempo una parte substancial de la función del tratamiento secundario.

La descomposición anaerobia degrada la materia orgánica a través de pasos sucesivos hasta productos gaseosos finales. Durante la fase ácida de la fermentación se degradan los carbohidratos, proteínas y grasas. Microorganismos productores utilizan ácidos orgánicos para elaborar metano, dióxido de carbono y otros productos volátiles. La fermentación es una acción esencial en las Lagunas Anaerobias. El hidrógeno sulfurado o ácido sulfhídrico es liberado durante las fases de fermentación de los ácidos orgánicos y del metano. La relación entre el área de unidades aeróbicas y anaerobias es aproximadamente de 5 a 1, pero por regla general las Lagunas Anaeróbicas producirán más olores que las Aeróbicas.

I.4. 3).- LAGUNAS FACULTATIVAS.

Este tipo de lagunas son más profundas que las aeróbicas, variando su profundidad entre 0.90 a 1.80 m.

El proceso de estabilización se desarrolla parte en forma aeróbica y parte en forma anaeróbica, es decir el amoníaco que se forma por la acción anaeróbica (fermentación), se estabiliza a su vez por la oxidación de la acción aeróbica.

Durante el fenómeno, a valores de pH inferiores a 7.5 pueden resultar olores desagradables por la emanación del ácido sulfhídrico, debido a la acción bioquímica en condiciones anaeróbicas.

Las cargas orgánicas expresadas en DBO varían entre 45 y 225

Kilogramos/ habitante / día de DBO_5 . El efluente de este tipo de lagunas se considera por lo general más estabilizado que el obtenido en aeróbicas.

Para este tipo de lagunas, Marais y Shaw recomiendan un tiempo de retención no menor de siete días.

I.4. 4).- LAGUNAS AEREADAS.

Como las lagunas de estabilización ordinarias necesitan una gran extensión, se han proyectado algunas lagunas de mayor profundidad, a las que se les instalan aireadores de tipo mecánico, con la cual se acelera la oxidación de la materia orgánica.

Con esto se ha logrado obtener una gran disminución en la superficie necesaria para el tratamiento, con el consiguiente ahorro en la inversión inicial o sea en la adquisición del terreno.

I.4. 5).- OTROS TIPOS DE LAGUNAS.

Existen otros tipos de lagunas, de los cuales los más importantes son los siguientes:

a).- Zanjas sanitarias de oxidación.

Son zanjas generalmente provistas de rotores mecánicos, para producir la inyección de aire y lograr el tratamiento a base de los activados, con lo que se obtiene un proceso de depuración similar al de un río.

b).- Lagunas de Maduración.

Se usan para tratar el efluente de dispositivos tradicionales tales como plantas de tratamiento, sistemas de lagunas aeróbicas y anaeróbicas, etc., o para depurar a niveles semejantes a los de una corriente no contaminada, lo que prácticamente constituye un tipo de tratamiento terciario.

Son unidades biológicas en las cuales un efluente secundario bien estabilizado es tratado para dar al agua una alta calidad bacteriológica y virológica. La profundidad de estas lagunas se recomienda que no exceda de 1.20 m. y su forma es generalmente rectangular.

c).- Sistemas de Lagunas.

En algunos casos se emplean varios tipos de lagunas, constituyendo un sistema, con lo que se busca reducir la extensión neces-

ria de terreno y acelerar los procesos de estabilización. Cuando la extensión del terreno disponible es limitada es conveniente pensar en acelerar los procesos, incluyendo en el diseño más de un tipo de laguna, frecuentemente se usa una laguna anaeróbica, una facultativa y otra aeróbica o de oxidación.

Este sistema de lagunas puede operarse en serie desde un principio y construirse y operarse de acuerdo a las necesidades presentes en distintos períodos del horizonte de diseño.

CAPÍTULO III

Diseño

II. 1.- TRANSFORMACION NATURAL DE LAS AGUAS NEGRAS.

Existen tres procesos mediante los cuales las aguas negras - llegan a transformarse en forma natural, hasta llegar a un cierto grado de depuración en el cual están ya libres de materias ofensivas, éstas tres evoluciones son :

- 1.- Transformación por sí mismas.
- 2.- Dilución.
- 3.- Irrigación.

II.1. 1).- Transformación por sí mismas.

Las aguas negras sin la intervención de agentes exteriores, - sufren por sí solas una serie de transformaciones. En general pueden distinguirse dos tipos de descomposición: Anaeróbica o putrefacción y Aeróbica. La primera es efectuada por organismos que - viven en ausencia del aire y la segunda por aquellos que requieren la existencia de éste para el desarrollo de sus actividades. Entre ambos tipos de organismos predomina la bacteria.

La putrefacción se caracteriza por la producción de sustancias y elementos gaseosos de naturaleza ofensiva tales como gas - metano, ácido sulfhídrico y otros; mientras que los productos finales de la descomposición aeróbica son nitratos, sulfatos, y productos inofensivos como resultado de oxidaciones sucesivas de la - materia orgánica, debido a la acción bacteriana.

La actividad de éstos microbios esta encadenada, pues los -- productos de desperdicios de nutrición de un grupo son utilizados por el otro, es decir existe una relación simbiótica.

La descomposición de las aguas negras es generalmente el resultado de la putrefacción como primera etapa y de la oxidación - como segunda.

II.1. 2).- Dilución.

Se llama dilución al procedimiento de vertido de aguas negras con o sin tratamiento previo, en volúmenes mucho mayores de aguas limpias tales como ríos, lagos, lagunas y el mar.

Es un procedimiento usado desde tiempos remotos. Cuando se inició la intercepción de aguas negras mediante red de alcantarillado, fué el método más empleado y aún en la actualidad sigue prevaleciendo en un gran número de ciudades.

Todos los receptores tienen límites en su capacidad para recibir aguas negras sin dar lugar a condiciones insalubres, de la misma forma que las plantas de tratamiento están limitadas en el volumen que pueden manejar satisfactoriamente.

Sabido es que las aguas de los ríos y lagos tienen diversos usos como abastecimiento, lugares de recreo etc., por lo que la disposición de aguas servidas por dilución deberá ser estudiada cuidadosamente y poner atención a factores tales como el de la prevención de molestias debido a los malos olores y vista repugnante; resguardo del abastecimiento de agua; protección de balnearios y conservación de la vida acuática útil.

Cuando las aguas negras son vertidas en una corriente, se desarrollan una serie de metamorfosis que se manifiestan en cambios de las características físicas, químicas y biológicas de las aguas éstas son:

Degradación.

En un principio, al recibir las aguas negras, el agua limpia se torna turbia y los rayos del sol no penetran, provocando la muerte de las plantas verdes del fondo y lados del cauce. La materia orgánica fresca es devorada por algunas clases de peces, que merodean con este objeto los lugares de desfogue. Pronto empieza la descomposición de la materia orgánica como resultado de la acción bacteriana, reduciendo rápidamente el oxígeno disponible de la corriente creando condiciones insoportables para todas las formas de vida, excepto los organismos más primitivos que subsisten en la materia contaminada.

Todos éstos organismos saprófitos (bacterias, hongos y protozoarios) se desarrollan en cantidades fabulosas; se produce además un aumento de bióxido de carbono en la corriente y aunque la reareación subsiste, ésta no es capaz de igualar la cantidad de oxígeno consumido.

En casi todas las corrientes, excepto en aquellas muy rápidas la materia suspendida se sedimenta, formando en el fondo del cauce una capa de lodo, en la que se desarrollan pequeños gusanos, así - como algunos otros organismos. Estos gusanillos transforman el lodo viniendo a contribuir grandemente a su estabilización. Toda esta - zona de la corriente inmediata al lugar de desfogue recibe el nombre de "Zona de degradación". La saturación de oxígeno se reduce - aproximadamente al 40%.

Descomposición activa.

A la zona de degradación sigue un tramo en el que se agudizan los procesos de descomposición ya iniciados, por lo que se le llama "Zona de descomposición activa". El agua toma un color gris y - hay diversos procesos que producen compuestos solubles, volátiles y gaseosos.

En corrientes fuertemente polucionadas el oxígeno disuelto -- llega a agotarse por completo provocando condiciones sépticas.

Durante los días calurosos se desprenden gases malolientes y arrastran hacia la superficie lodo, lo que hace que el agua se torne turbia y putrefacta. Tan pronto como la materia orgánica es consumida, las bacterias y protozoarios mueren, por lo que la descomposición disminuye, llegando a tal punto que la aereación empieza a igualar a la D.B.O., sobrepasandola después, creándose de nuevo una reserva de oxígeno disuelto en las aguas; con ella surge una forma de vida más evolucionada.

Recuperación.

A continuación, de la zona antes descrita, sigue una tercera en la cual la corriente va recobrando gradualmente su apariencia - y condiciones iniciales. El agua se vuelve más clara y la vegetación acuática aparece nuevamente. El oxígeno disuelto aumenta en mayor cantidad a causa de la aereación y de la liberación de áquel por parte de las plantas, llegando a la saturación total. Aparecen pequeñas formas de vida animal que servirán de alimento a los peces. Esta "Zona de recuperación" como se le llama, es de mineralización ya que los nitritos pasan a ser nitratos y los compuestos - de azufre y carbono, a sulfatos y carbonatos respectivamente.

Agua limpia.

Por último al final de estas tres etapas, se encuentra aquella de aguas limpias donde se restablece la condición normal y natural de la corriente. El agua en esta zona es de apariencia atractiva, pero puede contener aún organismos patógenos. A veces se requieren largos períodos de escurrimiento para aniquilarlos. Después de todo de esto el líquido está apto para ser utilizado y captado nuevamente.

II.1. 3).- Irrigación.

Se conoce con este nombre al procedimiento de disposición de aguas negras que consiste en el esparcimiento de éstas sobre la superficie del terreno, en cuyo caso se llama irrigación superficial o campos de irrigación, o bien en forma subterránea.

La disposición por campos de irrigación data de tiempos muy remotos; en este proceso se hacen escurrir las aguas negras sobre campos de cultivo de plantas forrajeras, ya que para las legumbres el método queda prohibido, o bien se les permite infiltrarse en el terreno hasta alcanzar las corrientes subterráneas.

En la irrigación subterránea en cambio, las aguas negras se distribuyen debajo de la superficie del terreno por medio de tubos perforados, con objeto de que por dichas perforaciones salgan las aguas al subsuelo.

El primer procedimiento ha tenido y sigue teniendo una gran aplicación, no así éste último, que ha quedado relegado prácticamente a pequeños sistemas de eliminación de aguas generalmente de lugares aislados tales como moteles, clubes campestres, etc.

La irrigación presenta como inconvenientes, el posible acúmulo de aguas negras en forma de charcos, si se trata de irrigación superficial, produciendo malos olores y fomentando el desarrollo de grandes cantidades de insectos como moscas y mosquitos; o bien la posible contaminación de aguas del subsuelo utilizadas como abastecimiento de agua, si es subterránea.

Si se observa con detalle lo anteriormente expuesto, es fácil darse cuenta que tanto en la depuración artificial de las aguas negras, como en su purificación natural juega un papel muy importante en primer término el oxígeno con su benéfica acción oxidante; la bacteria y demás microorganismos con su capacidad asombrosa de --- transformación; la radiación solar como potente desinfectante natural y fuente indirecta de oxígeno a través del desarrollo de las plantas verdes; el plankton y su acción depuradora; los peces, gusanos y otros elementos que aunque en forma reducida, contribuyen a la purificación de las aguas.

Una vez hechas todas estas consideraciones, vamos a entrar ya directamente al estudio del diseño de los diferentes tipos de las lagunas de estabilización.

II. 2.- CRITERIOS DE DISEÑO.

El término de laguna de estabilización ha sido utilizado para caracterizar estructuras hidráulico-sanitarias sencillas, donde se verifica la autodepuración de las aguas negras como consecuencia de una acción mutua de algas y bacterias.

El empleo de este tipo de instalaciones se extiende a todos los residuos líquidos domésticos e industriales, que pueden ser tratados en aquellas con éxito.

Como se vió en el capítulo anterior, los tipos más comunes de lagunas de estabilización son los siguientes:

II.2. 1).- LAGUNAS FACULTATIVAS.

Son aquellas en las que predominan las condiciones aerobias - hasta cierta profundidad y anaerobias cerca del fondo.

II.2. 2).- LAGUNAS ANAEROBIAS.

No hay oxígeno disuelto en la masa líquida, de suerte que los organismos activos existentes en las lagunas utilizan el oxígeno celular disponible en la materia orgánica de las aguas negras, o bien el de la materia inorgánica como ácidos, sulfatos, nitratos y el bióxido de carbono principalmente, para su respiración.

II.2. 3).- LAGUNAS AEROBIAS.

En este caso se observa la presencia de oxígeno disuelto en todo el líquido de la laguna. En lagunas estrictamente aerobias el oxígeno es producido ya sea por la acción fotosintética o por una combinación de fotosíntesis, aereación mecánica y difusión de aire.

Para un funcionamiento eficiente de este tipo de instalaciones es necesario mantener los sólidos sedimentables en suspensión y esto se consigue por medio de una agitación continua de la masa líquida, complementada por la retirada de lodos eventualmente depositados en el fondo.

II.2. 1).- LAGUNAS FACULTATIVAS.

Los últimos diez años han marcado un cambio significativo en lo que se refiere a los criterios de diseño para lagunas de estabilización. El dimensionamiento de estas instalaciones tenía al principio un carácter de tentativas directas. Muchas instalaciones fueron diseñadas a partir de la carga máxima de D.B.O., por unidad de área. Este criterio resultó de la restricción existente en los países de clima frío, donde las unidades de tratamiento presentan una capa de hielo en la superficie por un período que puede extenderse hasta algunos meses. En este caso la insolación disponible no es suficiente para mantener condiciones aerobias en la totalidad de la masa líquida.

Fue verificado experimentalmente que bajo condiciones similares, la carga máxima permisible de DBO_5 debe situarse alrededor de 22 Kg/Ha/día, a fin de ser posible el rápido restablecimiento de condiciones aerobias después del invierno.

En climas más amenos no existe esta restricción, de suerte -- que la carga orgánica máxima puede llegar a valores mayores, sin que se produzcan condiciones sépticas en las lagunas.

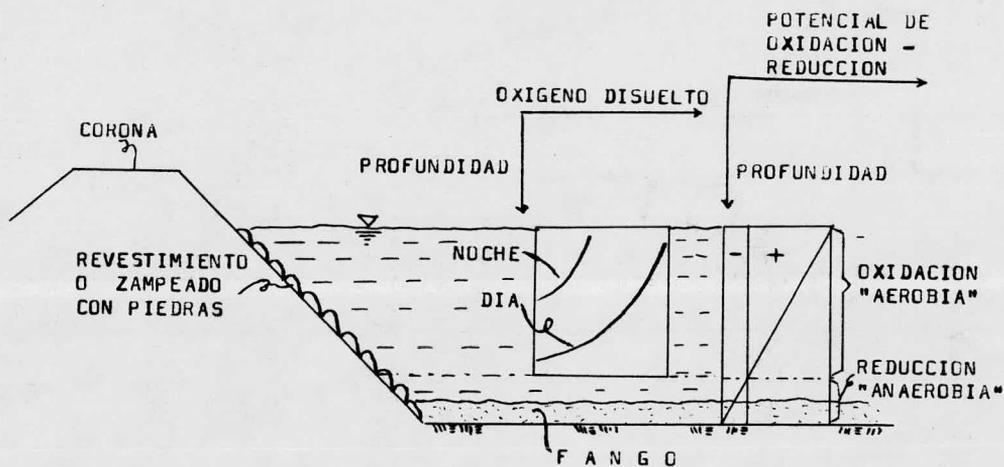
Las investigaciones realizadas por Hermann y Gloyna demostraron que para aguas negras domésticas es posible obtener una reducción del 80 al 90% en la DBO_5 del influente mismo en los meses de invierno, para cargas hasta de 65 Kg/Ha/día de DBO_5 .

De los tres tipos de lagunas éstas son las más usadas actualmente. Los sólidos sedimentables forman en el fondo una capa de lodos y organismos animales y vegetales; y su formación está en función de la temperatura y del lugar que ocupe la laguna facultativa en el sistema de tratamiento, en general si la instalación recibe directamente el agua negra cruda, la capa de sólidos es mayor que si la laguna facultativa es precedida de una laguna anaerobia en cuyo caso la capa de los lodos que se forma es insignificante.

La oxigenación en este tipo de lagunas se debe principalmente a la actividad fotosintética de las algas bajo la influencia de la radiación solar, aunque en estanques de grandes extensiones la oxí

genación debida a la aereación superficial por la acción del viento es también importante. En la siguiente figura se presenta un esquema de una laguna facultativa típica en el cual se pueden observar - las variaciones de oxígeno disuelto y del potencial oxido-reducción.

FIG. II.1.- ESQUEMA TIPICO DE UNA LAGUNA DE ESTABILIZACION FACULTATIVA.



Como se observa la concentración de oxígeno disuelto es mayor durante el día que por la noche, y esto se debe a que la luz puede penetrar hasta poco menos de un metro ya que las células de las algas absorben la luz solar, en consecuencia la cantidad de oxígeno que se forma queda limitada a la capa superior. Para el caso en -- que no haya mezcla se forman gradientes de oxígeno disuelto, que van desde el valor máximo en la superficie hasta un valor cero o cercano a este, en las zonas más profundas.

La fuente de energía para producir la mezcla del agua en este tipo de instalaciones es el viento, que con su acción ayuda a que exista un crecimiento de algas porque muchas de ellas no pueden moverse por sí solas, y con la mezcla hay un desplazamiento hacia los lugares donde se puedan desarrollar en más cantidad y por lo tanto habrá una mejor distribución del oxígeno disuelto.

Las condiciones más desfavorables para estas lagunas se presentan en el invierno, como resultado de una disminución en la concentración de algas en las capas superiores de aquellas y porque hay velocidades de viento insuficientes para estimular una mezcla del líquido, que se queda estratificado térmicamente. Generalmente la baja concentración de algas se debe a la existencia de temperaturas superiores a la tolerancia térmica de las mismas. Además el contenido de oxígeno disuelto en las capas superiores baja a cero durante las noches como consecuencia del aumento de la DBO, dando origen a condiciones francamente anaerobias en la masa de agua.

Como observó Parais, en la operación de las lagunas es necesario tener en cuenta tres condiciones muy importantes, que naturalmente deben de estar consideradas en el diseño de este tipo de instalaciones:

a).- Una fracción de la DBO del influente se sedimenta, resultando de esto condiciones aerobias en el lodo existente en el fondo de la laguna.

b).- La temperatura de la masa líquida de la laguna presenta ciclos de variación diaria y anual.

c).- Debido al fenómeno de estratificación resultante de una mezcla imperfecta del influente con la masa líquida de la laguna, se producen condiciones anaerobias en las capas próximas al fondo.

Para ilustrar la evolución de los criterios de diseño para --Lagunas facultativas vamos a considerar, muy brevemente, los temas desarrollados por Gloyna, Hermann y Suwannaharn, representando el grupo americano; por Marais y Shaw correspondiendo al grupo africano; y una teoría integrada, que aprovecha las ideas fundamentales de las escuelas americana y africana.

CRITERIO AMERICANO

Para iniciar, tenemos la ecuación que toma en cuenta la temperatura en las lagunas:

$$\frac{t}{t_0} = e^{c'(T_0 - T)} = \theta^{(T_0 - T)} \dots\dots\dots (II.1)$$

Donde: t = Tiempo de exposición

t_0 = Tiempo inicial

T_0 = Temperatura inicial

T = Temperatura final

$e^{c'} = \theta$ = Coeficiente de reacción en función de la -- temperatura y que tiene un valor de 1.085

De acuerdo a la ecuación (II.1) y simplificando tenemos:

$$\frac{t}{t_0} = \theta^{(T_0 - T)} \dots\dots\dots (II.2)$$

Aplicando esta ecuación (II.1) a las lagunas de estabilización Gloyna et al, realizaron una serie de experimentos concluyendo que para obtener una reducción de un 80 a 90% en la DBO del influente, (aguas negras domésticas), fueron necesarias las siguientes consideraciones:

- a).- Utilizar un tiempo de retención de 7 días.
- b).- Considerar $\theta = 1.085$
- c).- Mantener una temperatura inicial de 35° C.

Entonces la ecuación (II.2) se transforma en:

$$\frac{t}{t_0} = e^{-(T_0 - T)} = \frac{R_T}{7} = 1.085^{(35 - T)} \dots\dots\dots (II.3)$$

Por lo tanto se tiene que:

$$R_T = 7 \times 1.085^{(35 - T)} \dots\dots\dots (II.4)$$

La ecuación (II.4), se aplica a las aguas negras domésticas, cuyo influente presente una DBO₅ de 200 mg/litro.

El tiempo de retención en días necesario para una reducción del 80 al 90% de influente cualquiera de aguas negras domésticas - y_0 será:

$$R = \frac{y_0}{200} R_T = \frac{7 y_0}{200} 1.085^{(35 - T)} \dots\dots\dots (II.5)$$

Haciendo operaciones nos queda:

$$R = 35 \times 10^{-3} y_0 1.085^{(35 - T)} \dots\dots\dots (II.6)$$

Siendo R el tiempo de retención de las aguas en la laguna y - es igual a: $R = \frac{V}{Q}$ Volumen de la laguna
Carga hidráulica

Si V se expresa en metros cúbicos y Q en litros por día, para y_0 en miligramos por litro, tenemos:

$$V = 3.5 \times 10^{-5} Q y_0 1.085^{(35 - T)} \dots\dots\dots (II.7)$$

Donde:

V = Volumen de la laguna, (m³)

Q = Carga hidráulica del proyecto, (litros/día)

y_0 = DBO del influente, de 5 días a 20°C, (mg/litro)

T = Temperatura media del agua en el mes más frío del año (°C) .

La ecuación (II.7), se aplica al diseño de una sola laguna de estabilización facultativa, situada en clima templado, para el caso de desperdicios líquidos domésticos. Cuando se trata de residuos líquidos industriales es necesario tomar en cuenta un factor de -- toxicidad, que varía con las características de los líquidos residuales de cada industria en particular.

Se recomienda una profundidad mínima de 2.0 metros, particularmente en áreas más calurosas, para evitar problemas de operación - en el Invierno.

CRITERIO AFRICANO

Desarrollado por Marais y Shaw en 1961, se aplica a una sola laguna o a un conjunto de lagunas funcionando en serie.

Llamando :

S = Concentración de la polución bioquímica o bacteriana existente en la laguna y en el efluente.

S_o = Concentración de la polución bioquímica o bacteriana existente en el influente.

K = Constante de degradación de la materia orgánica en la ecuación diferencial de primer orden, (log base e)

Q_o = Carga hidráulica del influente.

Q_i = Carga hidráulica del efluente.

V = Volumen de la laguna

R = Tiempo de retención del agua negra en la laguna.

Los dos investigadores admitieron que se puede determinar la concentración de la polución bioquímica para un tiempo de retención cualquiera, si la mezcla del influente con el contenido de la laguna es completa e instantánea y si la degradación de la materia orgánica se realiza de acuerdo con una reacción de primer orden, independiente de la temperatura.

En este caso:

$$\frac{dS}{dT} + (K + \frac{Q_i}{V}) S = \frac{S_o Q_o}{V} \dots\dots\dots (II.8)$$

Reconociendo que en muchos casos el efluente es igual al influente, la ecuación(II.9) se simplifica pasando a la forma:

$$\frac{dS}{dT} + (K + \frac{1}{R}) S = \frac{S_0}{R} \dots\dots\dots (II.9)$$

Tomando en cuenta que $R = V/Q$

Si las variables S_0 , R y K permanecen constantes, se establecerá eventualmente en la laguna una concentración de equilibrio, - expresada por la condición $dS/dT = 0$.

Tenemos entonces:

$$S = \frac{S_0}{KR + 1} \dots\dots\dots (II.10)$$

Una vez establecidas las condiciones de equilibrio en la laguna, las variaciones del influente en lo que respecta a cargas hidráulicas y orgánicas, y las variaciones correspondientes en el efluente, pueden estar representadas por valores promedios.

Para las lagunas operando en serie, las concentraciones de equilibrio en cada laguna están definidas por las siguientes ecuaciones:

$$S_1 = \frac{S_0}{KR_1 + 1} \quad (\text{Primera Laguna}) \dots\dots\dots (II.11)$$

$$S_2 = \frac{S_1}{KR_2 + 1} = \frac{S_0}{(KR_1 + 1)(KR_2 + 1)} \quad (\text{Segunda Laguna}) \dots\dots (II.12)$$

$$S_3 = \frac{S_2}{KR_3 + 1} = \frac{S_0}{(KR_1 + 1)(KR_2 + 1)(KR_3 + 1)} \quad (\text{Tercera Laguna}) \dots\dots\dots (II.13)$$

Para el mismo total de retención se verificó que la eficiencia de una sola laguna fué inferior a aquella correspondiente a un conjunto de lagunas trabajando en serie.

La aplicación práctica de la ecuación (II.13) reveló algunas - deficiencias en la teoría:

a).- Se observaron cambios en los valores de K durante el proceso de degradación de la materia orgánica.

b).- Se reconoció que para periodos de retención inferiores a siete días, el problema que se presentó fué la falta de un mezclado instantáneo y completo del influente con el líquido de la laguna.

c).- La reducción de la DBO verificada, no estuvo de acuerdo con los valores previstos en la teoría.

No obstante las consideraciones anteriores, la eficiencia en el tratamiento de aguas negras por medio de lagunas de estabilización facultativas es muy buena, además es económica y aplicable -- con alta eficacia en nuestro país, en proyectos que en la actualidad maneja la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

INTEGRACION DE LOS CRITERIOS EXPUESTOS

Considerando algunas ideas fundamentales de los criterios americano y africano expuestos anteriormente, y bajo el punto de vista del fenómeno de autopurificación, se puede ver que es posible -- integrar las dos teorías, tomando en cuenta los parámetros básicos de la autodepuración: temperatura y tiempo de contacto.

Si en la ecuación (II.10), del criterio africano consideramos la concentración de la polución bioquímica de oxígeno tenemos:

$$y = \frac{y_0}{KR + 1} \dots\dots\dots (II.14)$$

Reconociendo que K varía con la temperatura, esta expresión -- (II.14), se transforma en:

$$y = \frac{y_0}{K_T R + 1} \dots\dots\dots (II.15)$$

Donde:

y = DBO_5 de la laguna y del agua efluente, (mg/litro)

y_0 = DBO_5 del agua influente, (mg/litro)

K_T = Constante de degradación o velocidad de descomposición de la materia orgánica a la temperatura T

R = Tiempo de retención de las aguas negras en la laguna

Si contemplamos que en lo referente a reacciones bioquímicas, la velocidad de descomposición K_T depende de la temperatura es válida la siguiente expresión:

$$\frac{K_{35}}{K_T} = \theta^{(35 - T)} \dots\dots\dots (II.16)$$

Donde:

K_{35} = Velocidad de descomposición a $35^\circ C$

K_T = Velocidad de descomposición a la temperatura T

θ = Coeficiente de reacción en función de la temperatura, con un valor de 1.085

T = Temperatura a la que funciona la laguna

Para un porcentaje fijo de reducción de la DBO y de la ecuación (II.3), la ecuación (II.16) se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{K_{35}}{K_T} = \theta^{(35 - T)} = \frac{R}{R_{35}} \dots\dots\dots (II.17)$$

Donde:

R = Tiempo de retención de las aguas negras en la laguna

R_{35} = Tiempo de retención a $35^\circ C$

Suwannakarn y Gloyna hicieron en 1964 una serie de experimentos en lagunas de estabilización cuyos datos, fueron analizados -- por Marais en 1966 y se obtuvieron los valores de $K_{35} = 1.2$ ----- y de $\theta = 1.085$

De la ecuación (II.16) despejando el valor de K_T :

$$K_T = \frac{K_{35}}{\theta^{(35 - T)}} \dots\dots\dots (II.18)$$

y substituyendo los valores de K_{35} y θ se tiene:

$$K_T = \frac{1.2}{1.085^{(35 - T)}} \dots\dots\dots (II.19)$$

En la siguiente tabla (II.1) están calculados los valores de K_T para temperaturas diversas:

TABLA II.1
VALORES DE K_T PARA TEMPERATURAS DIVERSAS

Temp. (°C)	5	10	15	20	25	30	35
K_T (1/día)	0.104	0.16	0.23	0.35	0.53	0.80	1.2

La eficiencia en la remoción de la concentración de la polución bioquímica de acuerdo con la ecuación (II.15) es:

$$\eta = \frac{(y_0 - y)}{y_0} = 1 - \frac{1}{K_T R + 1} = \frac{R}{\frac{1}{K_T} + R} \dots(II.20)$$

II.2. 2).- LAGUNAS ANAEROBIAS.

El mecanismo del proceso de estabilización de la materia orgánica en las Lagunas Anaerobias es muy distinto de aquel que se verifica en las Lagunas Facultativas. El proceso biológico que se genera es similar al que se produce en los tanques sépticos o tanques Imhoff. La actividad desarrollada por los microorganismos responsables de la oxidación y por tanto de la degradación de compuestos orgánicos, se desarrolla en un ambiente desprovisto de oxígeno disuelto.

En estas lagunas se consideran dos niveles o zonas: la zona de sedimentación (superior), y la zona inferior o de digestión. Esta última es propiciada por las bacterias anaerobias que tienen la facultad de tomar el oxígeno contenido en la materia orgánica (nitritos, nitratos y sulfatos), para satisfacer sus necesidades respiratorias. Aquellas generan por su metabolismo productos gaseosos como lo son el bióxido de carbono, el metano y algunos gases malolientes (anhídrido sulfuroso, ácidos orgánicos, etc.), completándose de este modo el ciclo orgánico que reduce los productos complejos presentes en las aguas negras a su forma más simple, quedando como residuos los lodos digeridos.

Las condiciones anaerobias se logran cuando no hay oxígeno libre disuelto, pero se utiliza el oxígeno combinado químicamente -- que contiene la propia materia orgánica y el agua.

Las bacterias y otros microorganismos que se encuentran en este tipo de lagunas no oxidan la materia orgánica por adición directa del oxígeno, sino que lo efectúan por remoción del hidrógeno y la adición de agua, aunque finalmente el primero reacciona con el oxígeno, el carbono, el nitrógeno y el azufre contenidos en las -- aguas negras.

La diferenciación que hay entre las bacterias aerobias, anaerobias y facultativas, radica principalmente en la forma de oxidación del hidrógeno. Las bacterias aerobias emplean el oxígeno disuelto libre como su aceptante primario de hidrógeno; las anaerobias usan el oxígeno combinado químicamente, el carbono, el nitró-

geno o el azufre como su aceptor primario de hidrógeno y las facultativas pueden usar la mayoría de los mecanismos antes mencionados, solo que siempre preferirán el que les aporte mayor cantidad de energía. Por lo tanto las bacterias facultativas no usarán carbono o nitrógeno como su aceptor de hidrógeno, cuando exista oxígeno disuelto.

La descomposición anaerobia en las lagunas de estabilización es idéntica a la de los tanques sépticos, letrinas de pozo anegado y la reducción de la DBO es función del tiempo de retención. La temperatura es un factor de gran importancia que afecta a aquel y consecuentemente la reducción de la DBO; puesto que si para lograr un efluente estable a una temperatura determinada se necesita un cierto tiempo de retención, con una temperatura mayor éste último disminuirá y con una temperatura menor que la establecida, el tiempo de retención aumentará para lograr la misma calidad en el efluente.

Hasta la fecha las lagunas anaerobias han sido diseñadas empíricamente, siendo el criterio adoptado el de la carga orgánica máxima por unidad de área. Estas instalaciones se diseñan de tal manera que se tenga una relación baja de área/volumen, que es con el objeto que la retención de calor sea alta y por lo mismo son las más profundas. Uno de los principales problemas que ocasionan es el olor, debido a las condiciones sépticas que provocan, por lo que se deberá seleccionar el sitio de instalación con respecto a las áreas pobladas.

Cuando las características del cuerpo receptor de agua del efluente de la laguna lo permitan, ésta puede funcionar como una unidad de tratamiento primario, desarrollando al mismo tiempo, parte del tratamiento secundario.

Normalmente el efluente de una laguna anaerobia es conducido a una facultativa, constituyendo el conjunto lo que se conoce con el nombre de "Sistema Australiano". En los diseños se consideran -

frecuentemente cargas de 400 a 2,000 Kg/Ha/día de DBO, esperándose una eficiencia de remoción en esta última del 40 al 50%.

Los periodos de retención han variado desde 1.25 días hasta 5 y las profundidades desde 3 hasta 4 metros. Al contrario de lo que ocurre en las lagunas facultativas, el fondo de las anaerobias es irregular, presentando profundidades variables. La cantidad de lodo acumulado en el fondo es de aproximadamente 0.26 lts/hab/día, - que se reduce a la mitad por secado al aire. Este material contiene 45% de sólidos y 55% de agua.

La degradación de la materia orgánica en las lagunas anaerobias está en función de la temperatura, del tiempo de retención y también de la cantidad de lodos.

Según Vincent, la reducción de la DBO puede calcularse con la siguiente ecuación, si se considera que la temperatura del agua de entrada y salida es igual a 20°C:

$$y = \frac{y_0}{\left(\frac{y}{y_0}\right)^n KR + 1} \dots\dots\dots (II.21)$$

Donde:

y = DBO₅ de la laguna y del agua efluente, (mg/litro)

y_0 = DBO₅ del agua influente, (mg/litro)

K = Coeficiente de proyecto

R = Tiempo de retención para un sistema de mezcla completa, (días)

n = Exponente que se determinará por experimentación

La ecuación (II.21), permite diseñar las lagunas una vez fijados los valores de K y n .

Para las condiciones prevalentes en los trópicos, el criterio conservador recomienda los siguientes valores: $n = 4.8$ y $K = 6.0$

Es necesario un período inicial de funcionamiento, que varía de tres a seis meses, para que la fermentación alcalina en la laguna presente condiciones estables. Después de esta fase puesta en marcha, la eficiencia en la remoción de la DBO, suele expresarse en la siguiente forma:

$$\eta = \frac{y_0 - y}{y_0} = \frac{K \left(\frac{y}{y_0}\right)^n}{\frac{1}{R} + K \left(\frac{y}{y_0}\right)^n} \dots\dots\dots (II.22)$$

Otro tipo de lagunas de estabilización anaerobias son las cerradas, que son muy útiles y prácticas en lugares donde la ubicación de las instalaciones se encuentran cercanas a la zona urbana.

La extracción de lodos puede hacerse por medio de cámaras de vacío o de un sifón si existe el desnivel topográfico adecuado. Es recomendable que las extracciones sean frecuentes, porque si no es así, se llega a formar una capa compacta de lodos y arenas difícil de remover. Además para que la acumulación de lodos se efectúe en un solo lugar, es conveniente hacer el fondo de la instalación en forma cónica o con talud.

II.2. 3).- LAGUNAS AEROBIAS.

En estas instalaciones, se lleva a cabo el fenómeno de oxidación biológica aerobia, por medio del cual se degrada la materia orgánica. Este proceso depende del suministro suficiente de oxígeno libre para satisfacer la carga de DBO aplicada a la laguna.

Las lagunas aerobias se clasifican en dos tipos, de acuerdo a la forma en que se suministra el oxígeno requerido:

- a).- Lagunas Aerobias Naturales o de oxigenación fotosintética.

Como su nombre lo indica, el oxígeno necesario para la actividad bacteriana, se obtiene por medio de la acción fotosintética de las algas y como el sol es un factor importante para el proceso, la profundidad de la laguna se limita de tal forma que puedan existir condiciones aerobias en toda la laguna.

b).- Lagunas Aerobias con Aereación Mecánica.

Se les llama también lagunas aereadas y cuyo requerimiento de oxígeno necesario es satisfecho por medio de equipos difusores de aire, aereadores superficiales u otros dispositivos mecánicos de aereación, con los cuales se provoca un mezclado bastante intenso que sirve para inducir una cantidad significativa de aire; en función de esto llegan a tener profundidades 2 o 3 veces mayores que las lagunas facultativas, anaerobias y aerobias naturales.

En este tipo de instalaciones se requiere proporcionar el oxígeno de la manera más uniforme posible, para que así se pueda mantener en todo su volumen las condiciones aerobias, inclusive en los lodos sedimentados, y por lo tanto, es esencial que el contenido de ellas se mezcle lo más que se pueda durante unas pocas horas al día, en cuyas condiciones se evitarán los malos olores.

En las lagunas aerobias naturales se pueden llegar a desarrollar tan grandes cantidades de algas que se tienen que retirar algunas de ellas cuando se llegue a este momento.

En las lagunas aereadas pueden llegar a recuperarse ocasionalmente, la remoción de los lodos producidos.

El diseño de las lagunas aerobias puede ser determinado por tres diferentes procedimientos:

- 1.- Igualamiento de la reducción de la DBO y la eliminación de microorganismos patógenos. (Estanque de maduración).
- 2.- Profundidad mínima y producción máxima de algas.
- 3.- Aereación o mezcla mecánica inducida.

Veamos detalladamente todos y cada uno de los tres conceptos:

- 1.- IGUALAMIENTO DE LA REDUCCION DE DBO Y LA ELIMINACION DE MICROORGANISMOS PATÓGENOS. (LAGUNAS DE MADURACION)

El proyectar una instalación de este tipo se debe primordialmente a la necesidad que se tenga, llegado el caso, de obtener un efluente de una calidad superior al que se pudiera lograr con una sola laguna. Por lo tanto una laguna de este tipo nunca va a aliviar el trabajo de las instalaciones biológicas que hayan quedado escasas de tamaño, ni tampoco reducir los costos de operación o mantenimiento.

Según Van Eck, 1961, para que la reducción de bacterias fecales sea eficaz, es esencial que la laguna de maduración esté dispuesta en serie con la laguna que le preceda.

Dependiendo del grado de depuración bacteriana que se requiere, se fijan tanto el tiempo de retención, que es el factor principal en el proyecto de éstas, como la profundidad de las lagunas.

Gloyne en 1973, estableció que las lagunas de maduración deben proporcionar un tiempo de retención de 7 a 10 días con una profundidad de un metro.

2.- PROFUNDIDAD MINIMA Y PRODUCCION MAXIMA DE ALGAS.

Antes de pasar a ver el procedimiento de este método, es oportuno hacer notar que las lagunas aerobias de alto rendimiento se encuentran todavía en una fase experimental de desarrollo. El objetivo principal de estas lagunas es la conversión de tanto anhídrido carbónico como sea posible, a material celular de algas con el propósito de mantener una producción máxima de proteínas y oxígeno. Para que pueda existir un gran desarrollo de algas, el proyecto de las lagunas debe hacerse sobre la base de una elevada proporción de superficie/volumen.

Con referencia a la carga orgánica en una laguna de mezcla -- continua, esta puede pasar de 55 gr. de $DBO_5/m^2/día$, con lo cual se obtendrá una reducción aproximadamente del 70%.

El investigador Oswald, 1957, propuso que si estas instalaciones se proyectaban para producir oxígeno en cantidades que rebasen la DBO del agua influente, el contenido de las lagunas deberá mezclarse por lo menos durante 3 hs/día, para mantener el lodo sedimentado en condiciones aerobias. Además, es de suma importancia en el proyecto, hacer una estimación exacta de la densidad de células de algas y relacionar la producción de oxígeno con la eficiencia de conversión de la luz y la intensidad luminosa. Según se ve en la siguiente ecuación, la producción de oxígeno es directamente -- proporcional a la intensidad de la luz:

$$O = 0.22 F I_L \dots\dots\dots (II.23)$$

Donde:

O = Producción de oxígeno, (Kg/Ha/día)

F = Eficiencia de la conversión de la luz, (%)

I_L = Intensidad de la luz, (cal/cm²/día)

En el cuadro siguiente, se presentan valores de intensidad de la luz, (I_L), según la latitud y el mes del año.

VALORES PROBABLES DE LA ENERGÍA SOLAR VISIBLE
EN FUNCIÓN DE LA LATITUD Y DEL MES DEL AÑO EN EL HEMISFERIO NOROCC

Valores probables máximo y mínimo de intensidad de luz (I_L máx e I_L mín) en cal/cm²/día.

LATITUD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAYO	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
0°	255	266	271	266	249	236	233	252	269	265	256	252
	210	219	205	193	192	103	137	167	207	203	202	195
10°	223	244	264	271	270	262	265	266	266	249	228	225
	179	184	193	183	192	129	150	176	196	181	176	162
20°	183	213	246	271	284	284	282	272	252	224	190	182
	134	140	169	170	194	143	172	177	176	150	132	120
30°	136	176	219	261	290	296	289	271	231	192	149	126
	76	96	134	151	134	163	173	166	147	113	90	70
40°	80	130	191	241	286	290	288	258	203	152	95	66
	30	53	95	125	162	173	172	147	112	72	42	24
50°	23	70	141	210	271	297	290	236	166	100	40	26
	10	19	50	97	144	176	155	125	73	40	19	7
60°	7	32	107	176	249	294	260	205	126	43	10	5
	2	4	33	79	132	174	144	100	30	26	3	1

NOTA:

Valor medio de $I_L = I_L \text{ mín} - s' (I_L \text{ máx} - I_L \text{ mín})$

siendo $s' = \frac{\text{insolación total (horas)}}{\text{insolación posible (horas)}}$

El balance de energía en una laguna aerobia puede reducirse a una relación muy sencilla. Experimentalmente se ha encontrado que la producción de células de algas está en relación con el producto de la eficiencia de conversión de la luz por la radiación solar como se muestra a continuación:

$$Y_a = 0.15 F I_L \dots\dots\dots (II.24)$$

Donde:

Y_a = Producción de células de algas, (Kg de algas/hab/día)

F = Eficiencia de la conversión de la luz, (%)

Los valores pueden variar entre 0.5 y 0.6

I_L = Intensidad de la luz, (cal/cm²/día)

La relación entre la producción de oxígeno y la producción de células de algas es aproximadamente 1.6: 1 . El porcentaje máximo de reducción de DBO se produce cuando el factor de oxigenación es aproximadamente de 1.6, entendiéndose éste como la relación entre el oxígeno producido y el oxígeno requerido.

El balance de energía se puede expresar así:

$$\frac{H O}{1.6} = F I_L R \frac{10}{d} \dots\dots\dots (II.25)$$

Donde:

H = Calor de combustión de las células, (6 cal/mg)

O = Producción de oxígeno, (Kg/Ha/día)

R = Tiempo de retención, (días)

d = Profundidad, (metros)

En la actualidad este tipo de lagunas es relativamente poco usado, pues requieren de una gran atención de personal especializado y mantenimiento, lo que redundaría en el costo de la instalación.

Puede ser que en el futuro, cuando se utilicen las algas como fuente de proteínas vegetales y haya mercado para éstas, las lagunas de este tipo ofrezcan, además del tratamiento, una gran ventaja en la producción de alimentos.

3.- AERACIÓN O MEZCLA MECÁNICA INDUCIDA.

De los diversos tipos de lagunas aerobias, este es el que ofrece mayor interés práctico, pues se introduce oxígeno a la masa líquida con un dispositivo mecánico de aeración.

Este tipo de instalaciones se usa principalmente cuando aumentan las cargas de aguas negras, cuando el terreno es limitado o -- muy caro y cuando se requiere un efluente de alta calidad. La aeración y la mezcla pueden conseguirse de las siguientes maneras:

- a).- Por recirculación de aguas ricas en oxígeno tomadas de una laguna facultativa o de una laguna de maduración.
- b).- Por aeración mecánica superficial.
- c).- Por aeración difusa de aire comprimido.
- d).- Por las combinaciones de las técnicas anteriores.

De los procedimientos anteriormente mencionados, el que más desarrollo y éxito ha tenido es el de aeración mecánica superficial, debido a que es relativamente económico. Esta aeración se logra por medio de aeradores mecánicos superficiales, que son aparatos dotados de espas movidas por un motor integrado al cuerpo -- donde se encuentran aquellas; todo esto está sostenido en la superficie por medio de flotadores. (Ver figura II-2)

Generalmente se usan dos tipos de aeradores como se ve en la figura II-3, los del tipo "A" mantienen condiciones aerobias en toda la laguna, mientras que los del tipo "B" debido a las características de velocidad y mezcla, permiten que haya sedimentación de las partículas biológicas no oxidadas en el fondo de la laguna, el cual presenta condiciones anaerobias en las partes donde aumentan los lodos.

En las lagunas aeradas mecánicamente se produce una concentración de bacterias tan alta, que no se verifica el desarrollo de algas debido a la turbiedad creada.

FIG. II.2.- AERADOR SUPERFICIAL

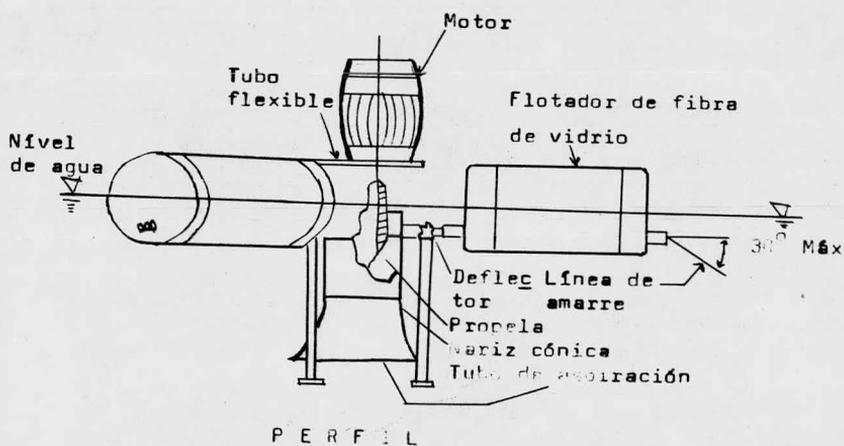
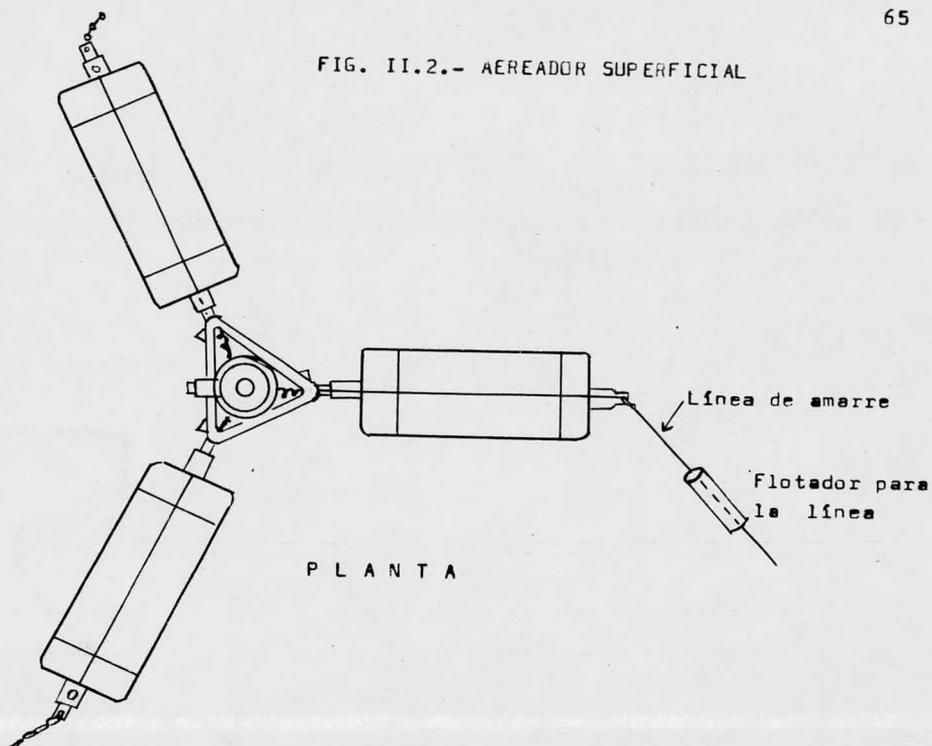
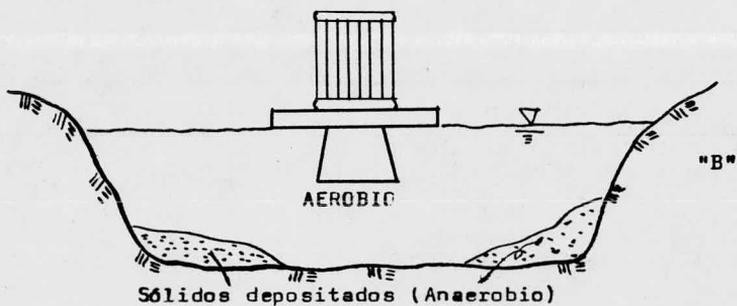


FIG. II-3.- DOS TIPOS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION AEREADAS



La cantidad de oxígeno a ser introducida en la masa líquida - se calcula considerándola como variando desde 90 hasta 120% de la DBO final, claro que esta observación esta basada principalmente - en la experiencia y puede resultar en algunos casos no muy confiable. Normalmente se obtienen reducciones del 50 al 80% en la DBO.

El periodo de retención puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$R = \frac{n}{k'_t (100 - n)} \dots\dots\dots (II.26)$$

Siendo:

- R = Tiempo de retención, (días)
- n = Eficiencia en la remoción de la DBO, (%)
- k'_t = Coeficiente de temperatura, (1/día)

Existe una ecuación que indica la cantidad total de oxígeno N a suministrar a la laguna, expresado en Libras por HP-hora:

$$N = N_o \frac{(C_1 - C_2)}{C_s} 1.025^{(T - 20)} \alpha \dots\dots\dots (II.27)$$

Donde:

- N = Cantidad total de oxígeno suministrado a la laguna por aereación mecánica, (libras/HP-hora)
- N_o = Rendimiento del aereador dado por el fabricante, --- (libras/HP-hora)
- C_1 = Concentración o nivel de saturación del oxígeno a la temperatura $T^{\circ}C$ del líquido a ser aereado (laguna) (mg/litro)
- C_2 = Concentración o nivel de oxígeno disuelto en la laguna, (mg/litro)
- C_s = Concentración o nivel de saturación del oxígeno en agua destilada a $20^{\circ}C$, (mg/litro)

- T = Temperatura promedio en el mes más caluroso del año, ($^{\circ}\text{C}$)
- α = $\frac{\text{Coeficiente de transferencia total de oxígeno al agua negra}}{\text{Coeficiente de transferencia total de oxígeno al agua potable}}$
- (Normalmente los valores oscilan entre 0.6 y 1.1)

La profundidad deseable de la laguna está comprendida entre 2 y 4 metros.

Como se mencionó anteriormente, los equipos aeradores suelen ser muy costosos, por lo que algunos ingenieros han ideado utilizar sistemas de difusión de aire a base de ventiladores y tuberías de aereación. Estas últimas son lastradas e instaladas en el nivel más bajo de la laguna, donde contribuyen a realizar la mezcla.

La eficiencia de estos sistemas es más baja que la de los aeradores mecánicos, pero tienen la ventaja de que en un clima frío donde se llegue a congelar el agua de la laguna, estas tuberías -- resisten mejor el efecto de congelación.

II. 3.- EJEMPLO DE DISEÑO.

II.3. 1).- Datos de proyecto.

Nombre de la población: Petatlán, Gro.

Población actual (1981).....	9,000 hab
Población de proyecto (1996).....	15,000 hab
Aportación de aguas (75% Dotación).....	150 l/hab/día
Gasto mínimo.....	13.0 l.p.s
Gasto medio.....	26.0 l.p.s
Gasto máximo horario.....	72.2 l.p.s
Carga biológica unitaria.....	0.054 kg/hab/día
Carga biológica total (DBO ₅ a 20°C).....	810 kg/día
Concentración del influente (DBO ₅ a 20°C)..	360 mg/lt = 360 ppm

Temperatura media mensual: (1981)

Mes más frío: Enero 21.8°C
 Mes más caliente: Mayo ... 29.2°C

Evaporación

Mes más frío: Enero 66.8 mm/mes
 Mes más caliente: Mayo ... 165.5 mm/mes

Precipitación

Mes más frío: Enero 103.7 mm/mes
 Mes más caliente: Mayo ... 140.3 mm/mes

Infiltración: 10 mm/día

a).- Cálculo de gastos de proyecto

$$\text{Aportación} = 75\% \text{ Dotación} = 0.75(200) = 150 \text{ l/hab/día}$$

$$Q \text{ med} = \frac{Pp \times Ap}{86,400} = \frac{15,000 \times 150}{86,400} = 26.0 \text{ l.p.s}$$

$$Q \text{ mín} = 1/2 Q \text{ med} = 0.5 (26) = 13.0 \text{ l.p.s}$$

$$Q \text{ max hor} = M \times Q \text{ med} \quad \begin{array}{l} M = \text{coeficiente de Harmonn} \\ p = \text{población de proyecto(miles)} \end{array}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{15}} = 2.78$$

$$Q \text{ max hor} = 2.78(26) = 72.2 \text{ l.p.s}$$

b).- Cargas y concentración del influente

$$\begin{aligned} \text{Carga biológica total (DBO}_5 \text{ a 20}^\circ\text{C)} &= \text{Carga biológica uni-} \\ &\quad \text{taria} \times Pp \\ &= 0.054 \times 15000 \text{ Kg/día} \\ &= 810 \text{ Kg/día} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Concentración del influente (DBO}_5 \text{ a } 20^{\circ}\text{C)} &= \frac{\text{Carga biol total}}{Q \text{ med}} \\ &= \frac{810 \text{ Kg/día} \times 1000 \text{ g/Kg}}{(0.026 \text{ m}^3/\text{seg}) 86,400 \text{ seg/día}} \\ &= 360.5 \text{ gr/ m}^3 = 360 \text{ mg/litro} = 360 \text{ p.p.m.} \end{aligned}$$

II.3. 2).- DISEÑO PRELIMINAR.

El diseño preliminar se lleva a cabo con objeto de conocer en forma aproximada el área requerida por cada una de las lagunas; -- así mismo es necesario conocer las capacidades de depuración para determinar el tipo de funcionamiento resultante (anaerobio, facultativo y aerobio).

1.- Fórmulas de diseño

Se usarán las fórmulas desarrolladas por Marais y Shaw en el criterio africano:

$$\text{Laguna No. 1} \quad S_1 = \frac{S_0}{K R_1 + 1} \dots\dots\dots (\text{II.11})$$

$$\text{Laguna No. 2} \quad S_2 = \frac{S_0}{(K R_1 + 1)(K R_2 + 1)} \dots\dots\dots (\text{II.12})$$

Donde:

S_0 = Carga biológica total del influente

S_1 = Carga biológica del efluente de la laguna No.1

S_2 = Carga biológica del efluente de la laguna No.2

K = Coeficiente de reacción = $\frac{1.2}{1.085^{(35 - T)}}$

T = Temperatura a la que funciona la laguna, ($^{\circ}\text{C}$)

R = Tiempo de retención, (días)

Suponiendo un tiempo de retención de la primera laguna no menor de 20 días y para la segunda un periodo no mayor de 30 días.

2.- Cálculo preliminar de las lagunas.

a).- Cargas biológicas del influente y del efluente.

PRIMERA LAGUNA

Se considera que la temperatura más crítica para el funcionamiento de la laguna es la del mes más frío, por lo tanto se designarán tomando en cuenta esta indicación.

Para $T = 21.8^{\circ}\text{C}$ (mes más frío)

$$K = \frac{1.2}{1.085^{(35 - 21.8)}} = 0.409$$

Suponiendo $R_1 = 25$ días y sabiendo que $S_0 = 810$ Kg/día tenemos:

$$S_1 = \frac{810}{(0.409)25 + 1} = 72.2 \text{ Kg/día}$$

SEGUNDA LAGUNA

Para $T = 21.8^{\circ}\text{C}$ (mes más frío) y suponiendo $R_2 = 20$ días

$$S_2 = \frac{810}{[(0.409 \times 25) + 1][(0.409 \times 20) + 1]} = \frac{810}{11.225 \times 9.18}$$

$$S_2 = 7.86 \text{ Kg/día}$$

b).- Remoción de DBO en cada laguna = DBO influente - DBO efluente

$$\text{Primera laguna} = S_0 - S_1 = 810 - 72.2 = 737.8 \text{ Kg/día}$$

$$\text{Segunda laguna} = S_1 - S_2 = 72.2 - 7.86 = 64.3 \text{ Kg/día}$$

$$\text{Total } 802.1 \text{ Kg/día}$$

c).- Areas requeridas por las lagunas y capacidades de depuración

PRIMERA LAGUNA

$$V_1 = Q \text{ med} \times R_1 = 0.026 \text{ m}^3/\text{seg} \times 25 \text{ días} \times 86400 \text{ seg/día}$$

$$V_1 = 56,160 \text{ m}^3$$

Suponiendo un tirante $h = 1.50$ m

$$A_1 = \frac{\text{Volumen}}{\text{tirante}} = \frac{V_1}{h} = \frac{56160 \text{ m}^3}{1.5 \text{ m}} = 37,440 \text{ m}^2 = 3.74 \text{ Ha}$$

Capacidad de depuración.- Considerando la remoción de DBO en cada laguna, se procede a determinar las capacidades de depuración por unidad de superficie y por día para cada instalación:

$$Cd_1 = \frac{S_0 - S_1}{A_1} \quad ; \quad Cd_2 = \frac{S_2 - S_1}{A_2}$$

De acuerdo a las teorías de Hermann, Gloyna, Marais y Shaw las lagunas con valores de Cd mayores a 250 Kg/Ha/día, funcionan anaeróbicamente y aquellas con valores menores o iguales a esta cifra, - trabajan como facultativas.

$$Cd_1 = \frac{737.8 \text{ Kg/día}}{3.74 \text{ Ha}} = 197.27 \text{ Kg/Ha/día}$$

Como el valor de Cd_1 es menor que 250 la primera laguna es de tipo facultativo.

SEGUNDA LAGUNA

$$V_2 = Q_{\text{med}} \times R_2 = 0.026 \times 20 \times 86,400 = 44,928 \text{ m}^3$$

Si suponemos un tirante $h = 1.50 \text{ m}$

$$A_2 = \frac{V_2}{h} = \frac{44,928 \text{ m}^3}{1.50 \text{ m}} = 29,952 \text{ m}^2 = 2.99 \text{ Ha}$$

$$Cd_2 = \frac{64.3 \text{ Kg/día}}{2.99 \text{ Ha}} = 21.5 \text{ Kg/Ha/día}$$

Como el valor de Cd_2 es menor que 250 la segunda laguna trabaja rá como facultativa.

RESUMEN

LAGUNA	HEMOCION DBO (Kg/día)	Cd (Kg/Ha/día)	TIEMPO DE RETENCION (días)	AREA (Ha)	DIMENSIONES (EJE A EJE)
1	737.8	197.3	25	3.74	155 x 240 m
2	64.3	21.5	20	2.99	155 x 190 m

Ajuste dimensional

PRIMERA LAGUNA 150 x 250 m

SEGUNDA LAGUNA 150 x 200 m

II.3. 3).- DETERMINACION DE AREAS Y VOLUMENES.

Area del fondo: PRIMERA LAGUNA

$$Af = [250 - (6 + 1.50)2][150 - (6 + 1.50)2] = 235 \times 135 = 31,725 \text{ m}^2$$

$$Af = 3.17 \text{ Ha}$$

Area a nivel mínimo de operación:

$$A_{\text{nív mín}} = [250 - (2.75 + 1.50)2][150 - (2.75 + 1.50)2]$$

$$A_{\text{nív mín}} = 241.50 \times 141.50 = 34,172 \text{ m}^2 = 3.41 \text{ Ha}$$

Area a nivel máximo de operación:

$$A_{\text{nív máx}} = [250 - (2.25 + 1.50)2][150 - (2.25 + 1.50)2]$$

$$A_{\text{nív máx}} = 242.50 \times 142.50 = 34,456 \text{ m}^2 = 3.45 \text{ Ha}$$

Volumen a nivel máximo de operación:

$$V_{\text{nív máx}} = \left(\frac{A_{\text{nív máx}} + Af}{2} \right) h_{\text{nív máx}} = \left(\frac{34,500 + 31,700}{2} \right) 1.50$$

$$V \text{ niv máx} = 49,650 \text{ m}^3$$

Volumen a nivel mínimo de operación:

$$V \text{ niv mín} = \left(\frac{A \text{ niv mín} - Af}{2} \right) h \text{ niv mín} = \left(\frac{34,100 - 31,700}{2} \right) 1.30$$

$$V \text{ niv mín} = 42,770 \text{ m}^3$$

SEGUNDA LAGUNA

Area del fondo:

$$Af = [200 - (6.75 + 1.50)2] [150 - (6 + 1.50)2] = 183.5 \times 135$$

$$Af = 24,772 \text{ m}^2 = 2.47 \text{ Ha}$$

Area a nivel mínimo de operación:

$$A \text{ niv mín} = [200 + (3.5 + 1.5)2] [150 - (2.75 - 1.5)2] = 190 \times 141.5$$

$$A \text{ niv mín} = 26,885 \text{ m}^2 = 2.68 \text{ Ha}$$

Area a nivel máximo de operación:

$$A \text{ niv máx} = [200 - (3 + 1.5)2] [150 - (2.25 + 1.5)2] = 191 \times 142.5$$

$$A \text{ niv máx} = 27,217 \text{ m}^2 = 2.72 \text{ Ha}$$

Volumen a nivel máximo de operación:

$$V \text{ niv máx} = \left(\frac{A \text{ niv máx} + Af}{2} \right) h \text{ niv máx} = \left(\frac{27,200 + 24,700}{2} \right) 1.50$$

$$V \text{ niv máx} = 38,925 \text{ m}^3$$

Volumen a nivel mínimo de operación:

$$V \text{ niv mín} = \left(\frac{A \text{ niv mín} + Af}{2} \right) h \text{ niv mín} = \left(\frac{26,800 + 24,700}{2} \right) 1.30$$

$$V \text{ niv mín} = 33,475 \text{ m}^3$$

II.3. 4).- DISEÑO DEFINITIVO.

PRIMERA LAGUNA.

Tirante máximo 1.50 m

Tirante mínimo..... 1.30 m

Area a nivel máximo 3.45 Ha

Area a nivel mínimo 3.41 Ha

Area del fondo 3.17 Ha

Volumen a nivel máximo 49,650 m³

Volumen a nivel mínimo 42,770 m³

Condiciones de trabajo críticas .. Enero (mes más frío) T = 21.6°C

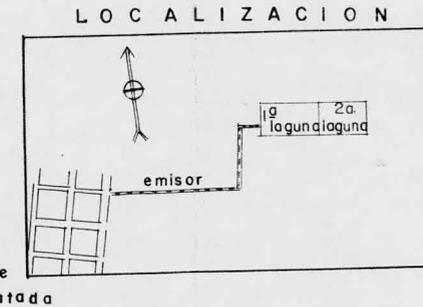
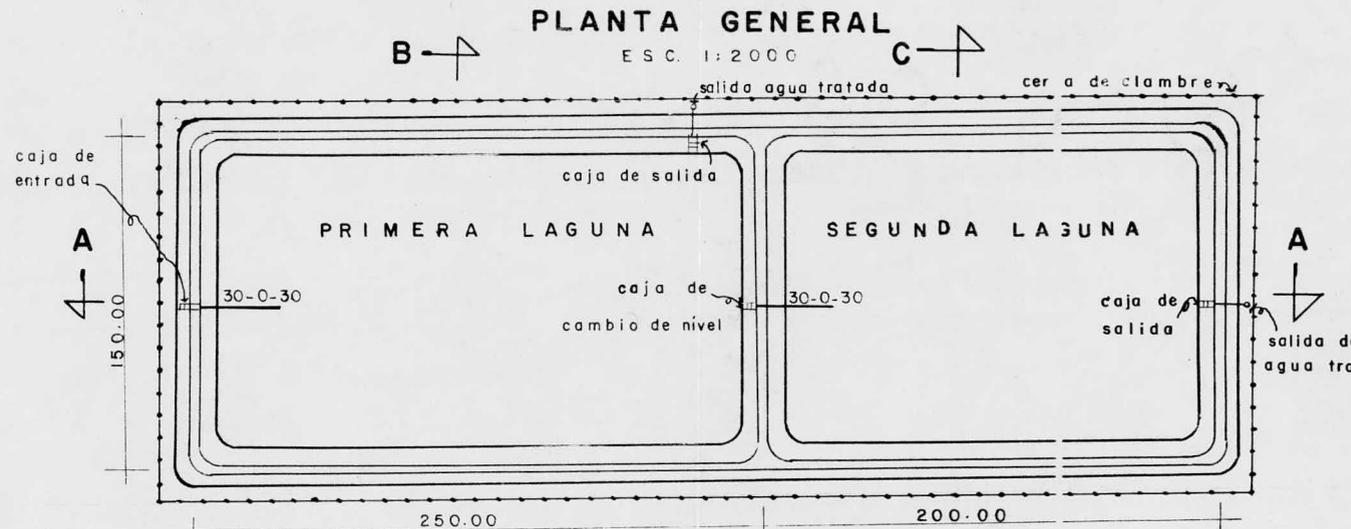
	NIV. MAX	NIV. MIN
Aport. de aguas negras (influyente) $0,026 \times 86400$	2,246 m ³ /día	2,246 m ³ /día
Evaporación: $\frac{34500 \times 0,0668}{31}$; $\frac{34100 \times 0,0668}{31}$	- 74 "	- 73 "
Infiltración: $34500 \times 0,010$; $34100 \times 0,010$	-345 "	-341 "
Precipitación: $\frac{34500 \times 0,1037}{31}$; $\frac{34100 \times 0,1037}{31}$	115 "	114 "
EFLUENTE DE LA PRIMERA LAGUNA	1,942 m ³ /día	1,946 m ³ /día
Tiempos de retención: $\frac{49,650}{1,942}$; $\frac{42,770}{1,946}$	25.5 días	21.9 días
Carga biológica del efluente (DBO ₅):		
$S_1 = \frac{S_0}{K R_1 + 1}$; $\frac{810}{0,409 \times 25,5 + 1}$	70.8 Kg/día	
$\frac{810}{0,409 \times 21,9 + 1}$		81.3 Kg/día
Remoción de DBO: $S_0 - S_1$; $810 - 70,8$; $810 - 81,3$	739.2 Kg/día	728.7 Kg/día
Capacidad de depuración o carga superficial:		
$Cd_1 = \frac{S_0 - S_1}{A_1}$ $\frac{739,2}{3,45}$; $\frac{728,7}{3,41}$	214.3 Kg/Ha/día	213.7 Kg/Ha/día
NOTA: Los dos valores de Cd ₁ son menores de 250 Kg/Ha/día lo que indica que la laguna es del tipo facultativo.		
Eficiencia hasta la primera laguna:		
$\eta = \frac{S_0 - S_1}{S_0}$ $\frac{739,2}{810}$; $\frac{728,7}{810}$	91 %	90%
Concentración del efluente:		
$\frac{70,8 \times 1000}{1,942}$; $\frac{81,3 \times 1000}{1,946}$	36.4 mg/lit = 36 p.p.m.	41.8 mg/lit = 42 p.p.m.

SEGUNDA LAGUNA

Tirante máximo..... 1.50 m
 Tirante mínimo..... 1.30 m
 Area a nivel máximo..... 2.72 Ha
 Area a nivel mínimo..... 2.63 Ha
 Area del fondo..... 2.47 Ha
 Volumen a nivel máximo..... 38,925 m³
 Volumen a nivel mínimo 33,475 m³

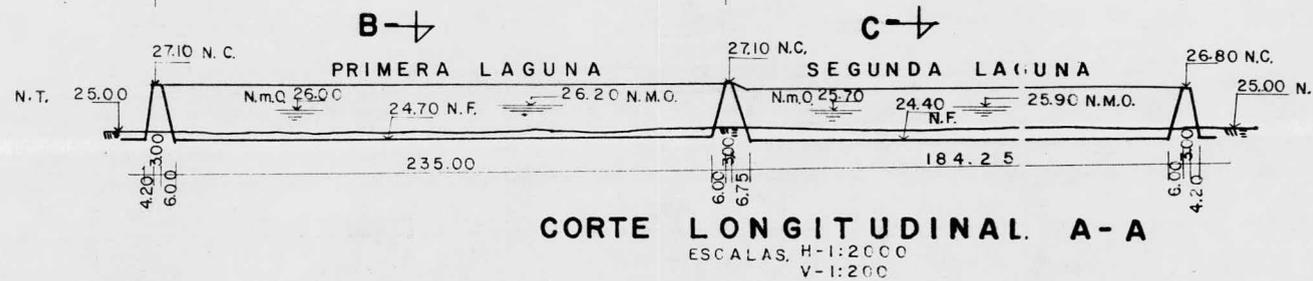
Condiciones de trabajo críticas ... Enero(mes más frío) T=21.8°C

	NIV. MAX	NIV. MIN
Influyente de la primera laguna:	1,942 m ³ /día	1,946 m ³ /día
Evaporación: $\frac{27200 \times 0.0669}{31}$; $\frac{26800 \times 0.0669}{31}$	- 59 "	- 58 "
Infiltración: 27200x0.010; 26800x0.010	-272 "	-268 "
Recipitación: $\frac{27200 \times 0.1037}{31}$; $\frac{26800 \times 0.1037}{31}$	91 "	90 "
EFLUENTE DE LA SEGUNDA LAGUNA	1,702 m³/día	1,710 m³/día
Tiempos de retención: $\frac{38,925}{1,702}$; $\frac{33,475}{1,710}$	22.9 días	19.6 días
Carga biológica del efluente (DBO ₅):		
$S_2 = \frac{S_0}{(KR_1 + 1)(KR_2 + 1)}$; $\frac{810}{11.43(0.409 \times 22.9 + 1)}$	6.84 Kg/día	
$\frac{810}{9.96(0.409 \times 19.6 + 1)}$	9.02 Kg/día
Remoción de DBO: $S_1 - S_2$; 70.8-6.84 ; 81.3-9.02	63.96 Kg/día	72.28Kg/día
Capacidad de depuración o carga superficial:		
$Cd_2 = \frac{S_1 - S_2}{A_2}$ $\frac{63.96}{2.72}$; $\frac{72.28}{2.68}$	23.5 Kg/Ha/día	26.9 Kg/Ha/día
NOTA: Los valores de la capacidad de depuración Cd ₂ son menores de 250 Kg/Ha/día y por lo tanto la segunda laguna trabajará como facultativa.		
Eficiencia de la serie : $\eta = \frac{S_0 - S_2}{S_0}$		
$\frac{810 - 6.84}{810}$; $\frac{810 - 9.02}{810}$	99%	98%
Concentración del efluente: $\frac{6.84 \times 1000}{1702}$	4 mg/lt = 4 p.p.m.	
$\frac{9.02 \times 1000}{1710}$	5 mg/lt = 5 p.p.m.	



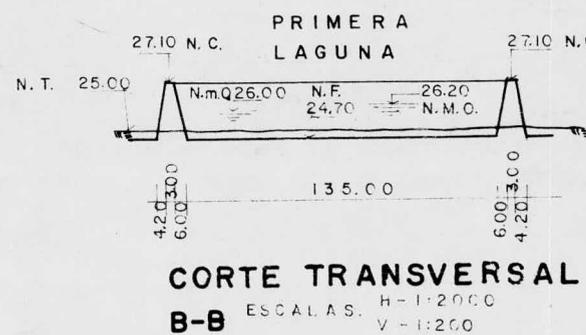
SIMBOLOGIA

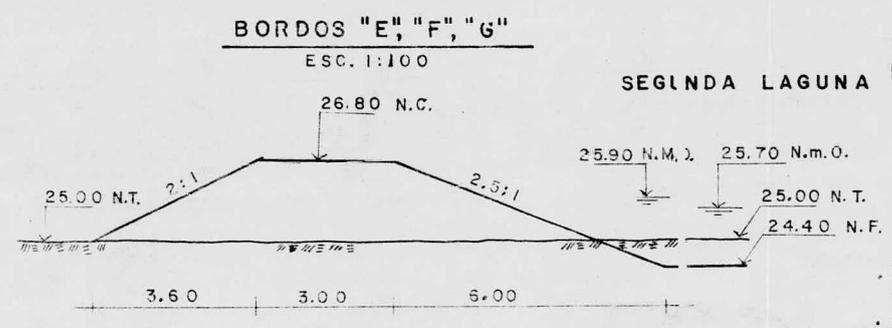
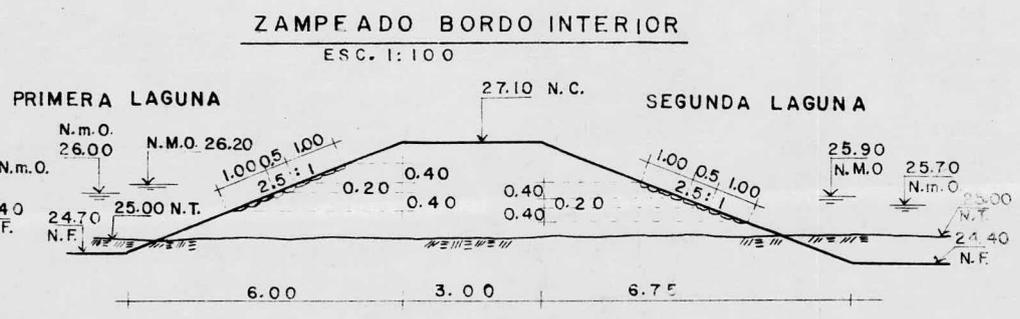
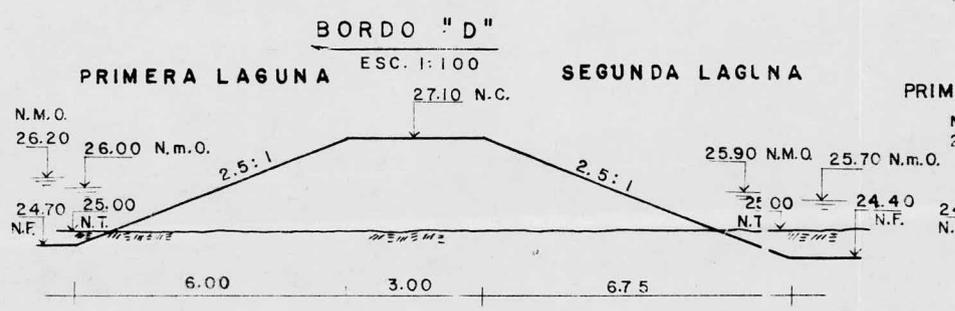
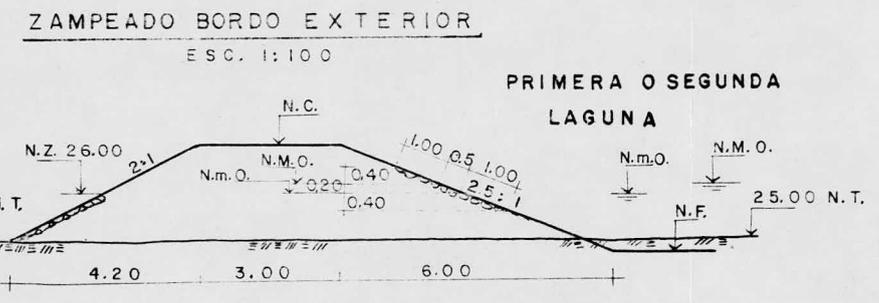
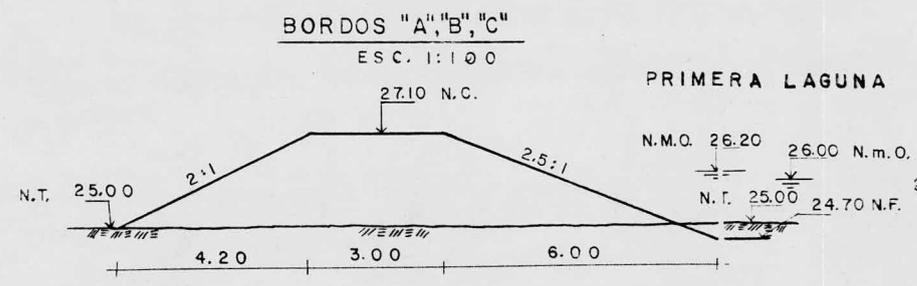
- N.C. = Nivel de corona
- N.M.O. = Nivel máximo de operación
- N.m.O. = Nivel mínimo de operación
- N.T. = Nivel de terreno natural
- N.F. = Nivel del fondo.



ACOTACIONES : m

ELEVACIONES : m

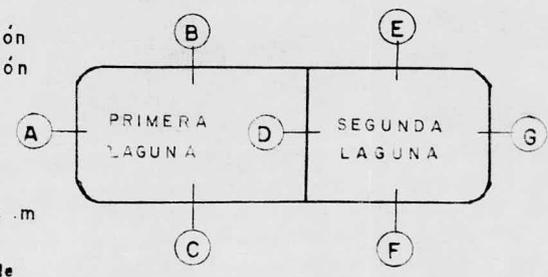




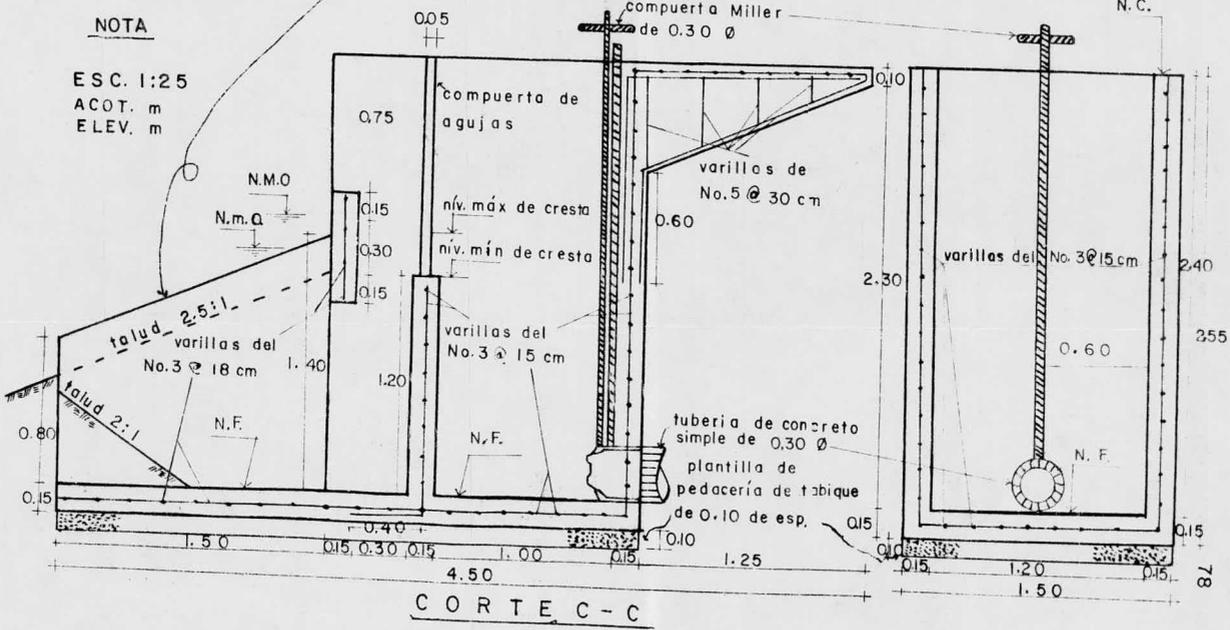
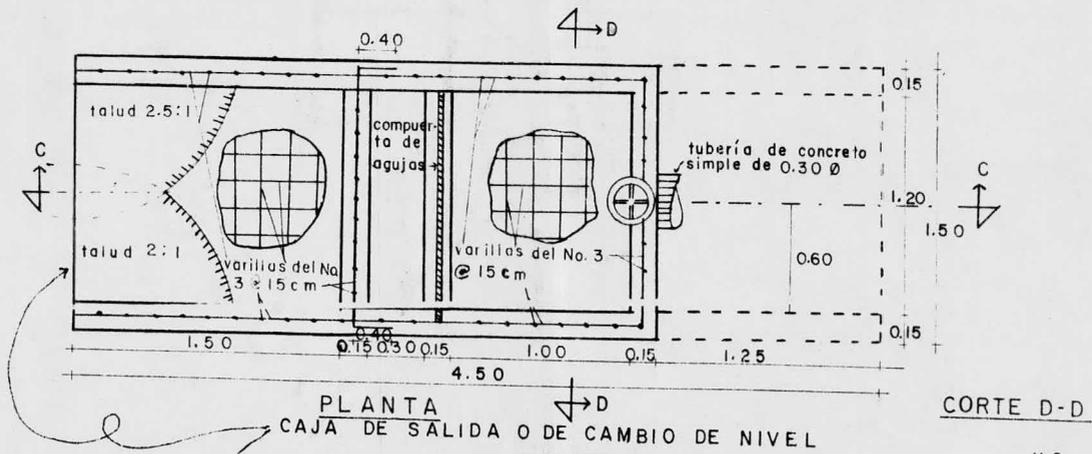
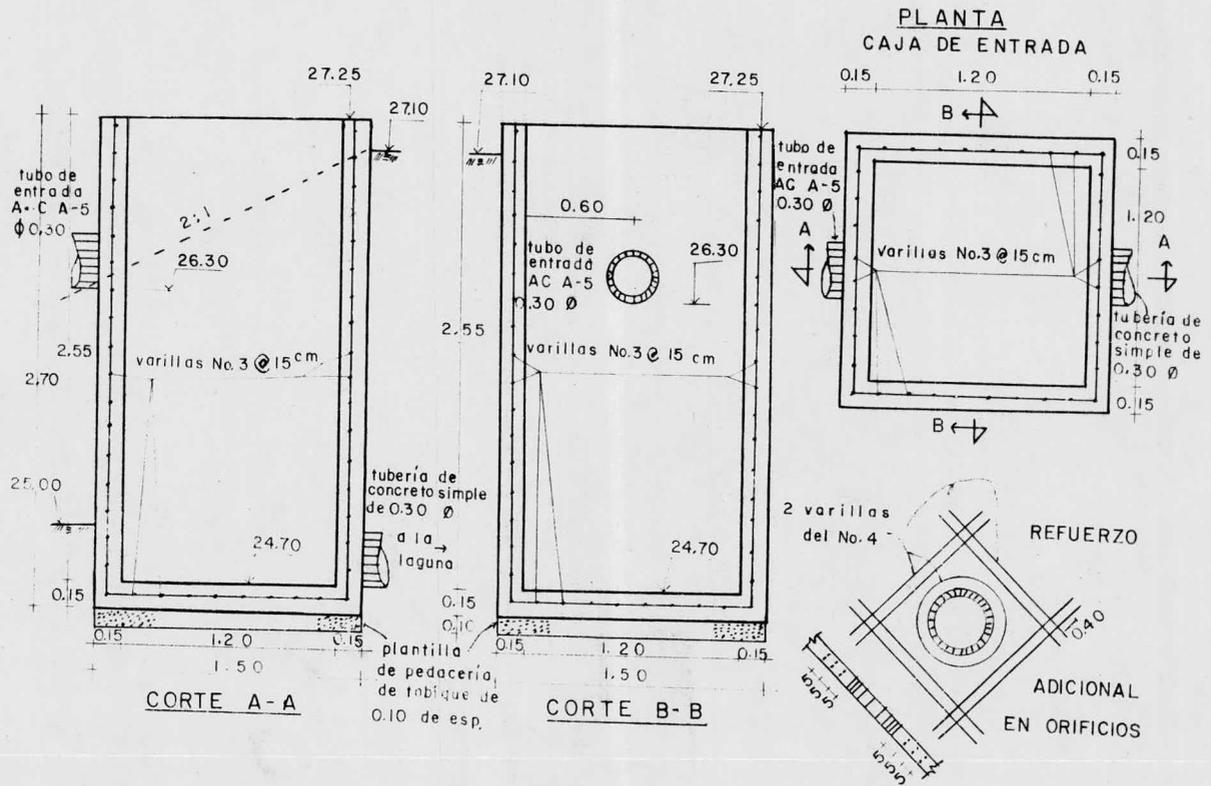
SIMBOLOGIA

- N.C. - Nivel de corona
 - N.M.O. = Nivel máximo de operación
 - N.m.O. = Nivel mínimo de operación
 - N.T. = Nivel de terreno natural
 - N.Z. = Nivel de zampeado
 - N.F. = Nivel de fondo
- Acotaciones y elevaciones: m

- NOTAS:**
- El zampeado se hará con piedra de pepena de 20a 30 cms. de espesor.
 - Los terraplenes se compactarán hasta un grado 90% Próctor.



LOCALIZACION DE BORDOS





ENEP ARAGON

CAPITULO III

Pruebas realizadas

III.- PRUEBAS REALIZADAS.

Los análisis más comunes que se hacen en las aguas negras, de las lagunas de estabilización, son las de los sólidos suspendidos y el de la DBO, aplicados para conocer la condición de las aguas negras crudas o del efluente de dichas instalaciones. Los resultados obtenidos nos sirven también para evaluar el funcionamiento de una planta de tratamiento.

Las pruebas que se realizan para analizar las aguas negras -- crudas o el efluente de las lagunas, quedan comprendidos, por lo general en cualquiera de las siguientes categorías :

- 1.- PRUEBAS QUE MIDEN LA CONCENTRACION DE LAS AGUAS NEGRAS.
 - a).- Pruebas para varios estados de la materia sólida, -- sólidos totales, sólidos disueltos, sólidos sedimentables, etc.
 - b).- Pruebas para la materia orgánica: D.B.O. , D.Q.C., sulfuros, nitrógeno orgánico, olor, surfactantes y grasas.
- 2.- PRUEBAS QUE MIDEN LA COMPOSICION DE LAS AGUAS NEGRAS.
 - a).- Pruebas para las diferentes formas de nitrógeno amoniacal orgánico, nitritos y nitratos.
 - b).- Pruebas para fosfatos y otras sustancias fertilizantes.
 - c).- Pruebas para oxígeno disuelto, cloruros, sulfuros, - acidez y alcalinidad.
 - d).- Pruebas para radioactividad y sustancias radioactivas.
 - e).- Ensayos biológicos para residuos tóxicos.
- 3.- PRUEBAS QUE MIDEN LA CONDICION DE LAS AGUAS NEGRAS.
 - a).- Pruebas físicas, químicas y bioquímicas, oxígeno disuelto, DBO, DQO, sulfuros, olor, nitrógeno en sus diferentes formas, valor del pH y temperatura.
 - b).- Pruebas biológicas.

4.- PRUEBAS REFERENTES A LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO.

- a).- Pruebas para remoción de sólidos en suspensión y sedimentables; para DBO y DQO.
- b).- Pruebas para demanda de cloruro, valor del pH y pruebas bacteriológicas.
- c).- Pruebas para efluentes como sólidos en suspensión, - OD, DBO, DQO.

5.- PRUEBAS FUNCIONALES.

- a).- Pruebas para demanda de cloro.
- b).- Pruebas de DEO.
- c).- Pruebas para velocidad de la demanda de oxígeno de las aguas negras.

Antes de pasar a ver las pruebas más importantes que se aplican a las aguas negras, consideraremos algunas características fundamentales de éstas y que nos van a servir para tener un panorama amplio en cuanto a los fenómenos que ocurren en la degradación y estabilización de las mismas.

A continuación tenemos la tabla III-1:

TABLA III-1
COMPOSICION TIPICA DE LAS AGUAS NEGRAS DOMESTICAS
(Todas las unidades están en mg/litro, excepto las indicadas)

CONSTITUYENTES	CONCENTRACION		
	FUERTE	MEDIA	DEBIL
Sólidos totales	1200	700	350
Disueltos totales	850	500	250
fijos	625	300	145
volátiles	325	200	105
Suspendidos totales	350	200	100
fijos	75	50	30
volátiles	275	150	70
Sólidos sedimentables (ml/l)	20	10	5
DBD ₅ a 20°C	300	200	100
Carbón Orgánico Total (COT)	300	200	100
Demanda Química de Oxígeno (DQO).	1000	500	250
Nitrógeno total (Como N)	85	40	20
orgánico	35	15	8
amonía libre	50	25	12
nitritos	0	0	0
nitratos	0	0	0
Fosforo total (como P)	20	10	6
orgánico	5	3	2
inorgánico	15	7	4
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (Como CaCO ₃)	200	100	50
Grasas	150	100	50

III. 1.- CARACTERISTICAS DE LOS SOLIDOS QUE CONTIENEN LAS AGUAS NEGRAS.

Las aguas negras pueden ser: Aguas negras fuertes, Aguas negras medias y Aguas negras débiles. Esta clasificación está en función de una mayor o menor concentración de sólidos orgánicos e inorgánicos que tengan y de su capacidad para degradarse, así por ejemplo las débiles son las que contienen pequeñas cantidades de sólidos orgánicos, por lo que son fácilmente degradables.

Los sólidos encontrados en las aguas negras son:

a).- SOLIDOS ORGANICOS.

Son los originados por desechos de productos animales y vegetales, materia animal muerta, organismos vegetales aunque también pueden considerarse en este caso los productos orgánicos sintéticos.

Estas sustancias contienen carbono, hidrógeno y oxígeno, algunas veces combinados con nitrógeno, azufre o fósforo es decir los nutrientes bacterianos.

Están divididos en tres tipos principales; proteínas, carbohidratos y grasas. Las primeras constituyen 40 a 50% de las materias orgánicas y proporcionan la mayor parte del alimento de las bacterias. Los segundos están constituidos por almidones y azúcares fácilmente degradables y por celulosa que no es fácil de degradar.

Por último las grasas y ácidos grasos no son muy solubles y su estabilización es lenta.

b).- SOLIDOS INORGANICOS.

Son sustancias inertes que están sujetas a la degradación, comúnmente se les denomina sustancias minerales y existen algunas de ellas como los sulfatos, que bajo ciertas condiciones pueden descomponerse en elementos más simples como lo son los sulfuros.

c).- SOLIDOS SUSPENDIDOS.

Estos están en suspensión y se logran ver a simple vista. Pueden ser separados de las aguas negras por medios físicos y mecánicos como los ya expuestos en el capítulo I.

Puesto que son partículas flotantes mayores como arcilla, arena, polvos, sólidos fecales, papeles, desechos de madera y residuo alimenticio, es mejor eliminarlos para impedir su paso a las lagunas porque ocasionan problemas de obstrucciones en las tuberías y no son estabilizables.

Un 70% de éstos sólidos es procedente de materia orgánica y el 30% restante está compuesto por sólidos inorgánicos.

A su vez los sólidos suspendidos se dividen en sólidos sedimentables y sólidos coloidales.

d).- SÓLIDOS SEDIMENTABLES.

Son la parte de los sólidos suspendidos que por su tamaño y su peso se sedimentan en un tiempo determinado que normalmente es una hora. Se expresan generalmente en unidades de peso, mililitros de sólidos por litro de aguas negras y en partes por millón.

Contienen 75% de materia orgánica y 25% de inorgánica.

e).- SÓLIDOS COLOIDALES.

Se definen como la diferencia entre los sólidos suspendidos totales y los sólidos suspendidos sedimentables. Debido a su movimiento "browniano" éstas partículas no se sedimentan por la acción de la gravedad; también forman parte de los sólidos suspendidos totales en un 40% aproximadamente y no se pueden eliminar fácilmente con métodos físicos o químicos. Contienen un 60% de materia orgánica y un 30% de materia inorgánica.

f).- SÓLIDOS DISUELTOS.

En estudios de aguas negras es usual el término de "sólidos disueltos", aunque no es técnicamente correcto ya que no todos se encuentran disueltos, sino que los hay también en estado coloidal en un 10% aproximadamente. Tienen 40% de materia orgánica y 60% de inorgánica.

g).- SÓLIDOS TOTALES.

Son la totalidad de sólidos encontrados en las aguas negras, es decir es la suma de los sólidos orgánicos e inorgánicos o el conjunto de los sólidos suspendidos y disueltos.

III. 2.- PRUEBAS FISICO-QUIMICAS.

De todas las cinco categorías mencionadas anteriormente y que abarcan la totalidad de las pruebas realizadas a las aguas negras las más importantes para el tratamiento por medio de lagunas de estabilización son las físicoquímicas o también llamadas medidas del contenido orgánico, y se ha comprobado a través de los años que de un gran número de pruebas que han sido desarrolladas para tal fin las que más aplicación tienen en la actualidad y más comúnmente -- usadas son:

III.2. 1).- OXIGENO DISUELTO. (OD).

El oxígeno disuelto, (OD), es un parámetro de primordial importancia puesto que mide que tanto gas hay dentro de las aguas negras o del efluente, además sirve para la respiración de los microorganismos aerobios. La cantidad de OD que se puede presentar en una solución está determinada por:

- a).- La solubilidad del gas.
- b).- La presión parcial del oxígeno en la atmósfera.
- c).- La pureza del agua. (Salinidad, sólidos suspendidos, etc.)
- d).- La temperatura.

Por el aumento que sufren los porcentajes de reacciones químicas que utiliza el oxígeno al aumentar la temperatura, los niveles de disolución del gas tienden a ser más críticos en los meses de invierno. Los problemas que se presentan en esta situación es que la flora es menor y por lo tanto la cantidad de oxígeno disuelto disminuye. La presencia de este en las aguas negras es deseable ya que previene la formación de olores nocivos provocados por las condiciones anaerobias que se dan por falta del gas.

III.2. 2).- DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO. (DBO)

La DBO es la prueba más ampliamente usada, en comparación con las otras y se aplica tanto a aguas negras como a aguas superficiales o limpias.

La determinación de la Demanda Bioquímica de Oxígeno, (DBO) ,
envuelve la medición de oxígeno disuelto usado por los microorganismos en la oxidación bioquímica de la materia orgánica.

El establecer la DBO es importante en el tratamiento de aguas negras para determinar la calidad del agua, ya que por medio de la prueba se puede conocer en forma aproximada, la cantidad de oxígeno requerido para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente en tal líquido.

Además los datos obtenidos mediante este ensayo, son usados para medir la eficiencia de algunos procesos de tratamiento.

Para asegurar la obtención de buenos resultados, la muestra a observar deberá ser diluida en una solución de agua especialmente preparada, de tal forma que los nutrientes adecuados y el oxígeno sean valorados durante el proceso de incubación. Normalmente se preparan varias muestras para cubrir completamente el rango de valores posibles.

La disolución de agua es sembrada en un cultivo bacterial que ha sido aclimatado, si esto es necesario, a la materia orgánica presente en el agua. El cultivo que se usa para preparar las muestras es de tipo mixto, es decir contiene un gran número de bacterias saprofiticas y de otros organismos que oxidan la materia orgánica. Cuando la muestra contiene una gran población de microorganismos, no es necesario sembrar el cultivo.

El período de incubación es usualmente de 5 días a 20°C, aunque también se pueden utilizar otros tiempos y otras temperaturas, pero es preciso que estas últimas permanezcan constantes en el tiempo que dure la incubación, una vez determinada esta, el OD de la muestra será medido y la DBO puede ser calculada con las siguientes ecuaciones:

Para porcentaje de mezcla tenemos:

$$DBO \text{ (mg/litro)} = (DBb - DBi) \frac{100}{\%} - (DBb - DBs) \dots\dots\dots(III.1)$$

Para muestra directa del tubo:

$$DBO \text{ (mg/litro)} = (ODb - ODi) \frac{\text{Vol. del frasco}}{\text{ml de muestra}} - (ODs - ODs) \quad \text{..... (III.2)}$$

Donde:

ODb = Cantidad de oxígeno disuelto en el agua de dilución al final del período de incubación.

ODi = Cantidad de oxígeno disuelto en la dilución de la muestra al final del período de incubación.

ODs = Cantidad de oxígeno disuelto de la muestra sin diluir.

Cuando el valor de ODs se aproxima al valor de ODb o cuando el valor de la DBO es mayor a 200 mg/litro, el segundo término de las ecuaciones III.1 y III.2 es despreciable.

La oxidación bioquímica es un proceso lento y teóricamente toma un tiempo infinito; en un período de 20 días los niveles que alcanza la oxidación es del 95 al 99%; y en la DBO_5 a $20^{\circ}C$, se alcanzan niveles del 60 al 70% que son buenos y absolutamente confiables.

III.2. 3).- DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO. (DQO)

Esta prueba es usada para medir el contenido de materia orgánica en las aguas negras o en las naturales. El oxígeno equivalente de la materia orgánica que puede ser oxidado se mide por medio de agentes oxidantes químicos muy fuertes en medio ácido.

Se ha encontrado que el dicromato de potasio es excelente para este propósito. Según observaciones se ha visto que ciertos componentes inorgánicos interfieren en las pruebas, por lo que se debe tener cuidado y hacer lo posibles por eliminarlos de ellas.

La prueba de la DQO también es utilizada para medir la materia orgánica en desechos industriales y municipales que contienen compuestos tóxicos que afectan la vida biológica. La DQO es generalmente más alta que la DBO en un desecho líquido, debido a que el número de componentes que se oxidan químicamente son más que los oxidados biológicamente.

Para muchos tipos de desechos es posible relacionar la DQO -- con la DBO, esto puede ser de gran utilidad ya que la primer prueba se determina en solo tres horas, mientras que la segunda en cinco días; cuando esta relación es factible los datos de la DQO se usan también para un mejor control y mantenimiento de una laguna -- de estabilización o planta de tratamiento.

III.2. 4).- CARBON ORGANICO TOTAL. (COT)

Otro procedimiento para medir la materia orgánica presentada en el líquido de desecho, es la prueba del COT. Esta es especialmente aplicable a pequeñas concentraciones de materia orgánica, se realiza poniendo una cantidad conocida de muestra de agua dentro de un horno a altas temperaturas. El carbón orgánico es oxidizado a bióxido de carbono (CO_2) en presencia de catalizadores, este último es producido y medido cuantitativamente por medio de un analizador.

La acidificación y la aereación de la muestra elimina los errores del análisis en presencia del carbón inorgánico. Los valores típicos son reportados en la tabla III-1.

III.2. 5).- DEMANDA TOTAL DE OXIGENO. (DTO)

Recientemente se ha desarrollado otro método para la medición del contenido orgánico en aguas residuales, este es el denominado DTO. En esta prueba, las sustancias orgánicas así como las inorgánicas son convertidas a productos finales dentro de una cámara de combustión de platino. La DTO es determinada analizando el contenido de oxígeno presente en el gas portador de nitrógeno. Este ensayo puede llevarse a cabo rápidamente y el resultado puede ser correlacionado con la DQO.

III. 3.- PRUEBAS A LAS AGUAS RESIDUALES ESTABLECIDAS POR LA S.A.R.H.

Dentro de estas pruebas, tenemos principalmente las siguientes:

III.3. 1).- PRUEBA PARA LA DETERMINACION DE GRASAS Y ACEITES.

III.3. 2).- PRUEBA PARA LA DETERMINACION DEL VALOR DEL pH (Potencial Hidrógeno).

III.3. 3).- PRUEBA PARA LA DETERMINACION DE SOLIDOS SEDIMENTABLES.

III.3. 4).- PRUEBA PARA LA DETERMINACION DE MATERIA FLOTANTE.

III.3. 5).- PRUEBA PARA LA DETERMINACION DE LA TEMPERATURA.

III.3. 1).- PRUEBA PARA LA DETERMINACION DE GRASAS Y ACEITES.

Está basada en la Norma Oficial Mexicana, DGN-AA-5-1973 y cubre el método para determinar el contenido de grasas y aceites hasta una concentración de 650 mg/litro en aguas residuales, por medio de extracción con solvente, empleando el aparato Soxhlet y consiste el procedimiento en acidificar una muestra líquida para formar una masa que se separa por filtración, para que de esta se haga la extracción usando un solvente con la ayuda del equipo arriba mencionado.

III.3. 2).- PRUEBA PARA LA DETERMINACION DEL VALOR DEL pH --- (POTENCIAL HIDROGENO).

Está apoyada en la Norma Oficial Mexicana, DGN-AA-8-1973 y contiene el método para determinar el valor del pH, (potencial hidrógeno) de las aguas residuales.

Este ensayo se basa en que al poner en contacto dos soluciones de diferente concentración de iones hidrógeno, se establece una fuerza electromotriz. Si una de ellas tiene una concentración de iones conocida (pH), por medio de la fuerza electromotriz producida, se puede conocer el pH de la otra solución, ya que aquella es proporcional al pH de ésta última. Se determina en un potenciómetro.

III.3. 3).- PRUEBA PARA LA DETERMINACION DE SÓLIDOS SEDIMENTABLES.

Según la Norma Oficial Mexicana DGN-AA-4-1973, y cubre el método para determinar el volumen de sólidos sedimentables en aguas residuales y se basa en la propiedad que tienen los cuerpos de --- asentarse en niveles progresivos de acuerdo a sus diferentes densidades. Se determina en un cono de sedimentación.

III.3. 4).- PRUEBA PARA LA DETERMINACION DE MATERIA FLOTANTE.

Está apoyada en la Norma Oficial Mexicana, DGN-AA-6-1973 y cubre el método para determinar el contenido de materia flotante en aguas residuales, la cual se retiene en una malla y se seca la proporción en peso y volumen del total de la muestra.

III.3. 5).- PRUEBA PARA LA DETERMINACION DE LA TEMPERATURA.

Esta basada en la Norma Oficial Mexicana, DGN-AA-7-1973 y establece el método de determinación de la temperatura en las descargas de aguas residuales, entendiéndose estas últimas como el conjunto de líquidos servidos que se vierten o se depositan en algún cuerpo receptor. Se toma la temperatura por inmersión directa del termómetro normal de vidrio y se efectúa en el lugar de la descarga.

De las pruebas anteriores solo se mencionan los datos y la metodología en una forma práctica e ilustrativa. Un análisis promedio de aguas residuales domésticas se presenta a continuación:

TABLA III-2

ANÁLISIS DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

<u>PARAMETROS</u>	<u>CONCENTRACION</u>
Sólidos totales, (mg/l).....	1370
Sólidos totales volátiles, (mg/l).....	600
Sólidos disueltos totales, (mg/l).....	500
Sólidos suspendidos, (mg/l).....	260
Sólidos sedimentables, (ml/l).....	10
Demanda Bioquímica de Oxígeno, (mg/l) ...	270
Grasas y Aceites, (mg/l).....	60
pH, (unidades)	7.2
Coliformes, (Número más Probable,NMP)....	16×10^3

III. 4.- PRUEBAS GEOTECNICAS.

Se hace mención de estas pruebas porque son importantes, ya - que como se sabe una laguna de estabilización requiere para su --- construcción de terrenos relativamente grandes en los cuales se va a desplantar la estructura, haciendo excavaciones y con el producto de estas se procede a la construcción de los bordos que delimitarán el área efectiva de la laguna.

Cabe hacer notar que estos estudios y pruebas geotécnicas no son muy extensos ni complicados, simple y sencillamente se hacen - para conocer las características básicas del suelo en cuanto a su clasificación y propiedades.

III.4. 1).- POZOS A CIELO ABIERTO.

Consiste en la excavación de un pozo de dimensiones adecuadas como para que se pueda introducir en él, un técnico quién determinará los estratos en estado natural del suelo y podrá obtener muestras que se puedan analizar en un laboratorio y así saber las características y tipo de suelo que exista en el lugar.

III.4. 2).- PRUEBAS INDICE.

Estas tienen como finalidad clasificar el tipo de suelos en - los que se vaya a construir la laguna, para lo cual se adoptan las pruebas del "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" (SUCS)- cuya finalidad es la de agrupar a los suelos de acuerdo a su semejanza de características.

a).- Análisis granulométrico.

Se utiliza esta prueba para determinar el tamaño de los granos del suelo y su distribución. Este procedimiento se efectúa pasando una muestra de suelo por mallas diferentes de diversas aberturas y haciendo gráficas para ver la granulometría, que es función del material que pasa o queda retenido en determinada malla.

b).- Límites de Atterberg.

Establecen las fronteras respecto a los estados líquido y sólido, referidos al contenido de agua en un suelo, fijando su plasticidad por diferencia del Límite Líquido y el Límite Plástico. A esta resta se le llama Índice de Plasticidad. ($IP = LL - LP$)

Se considera generalmente que a mayor cohesión de limos o arcillas, se tendrá un mayor Índice de Plasticidad.

c).- Prueba de compactación Próctor.

Esta prueba se hace con el fin de determinar las condiciones óptimas de compactación de un material, con el propósito de incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlo más impermeable. Este ensayo determinará el grado de compactación que se les da a los bordos y terraplenes de la laguna y también nos dará una idea de los equipos de compactación a utilizar, como pueden ser: rodillos vibratorios, liso, neumático y pata de cabra.

III.4. 3).- PRUEBAS MECANICAS.

Por medio de estas pruebas se llega a determinar con más exactitud el talud de los bordos de la laguna y son:

a).- Pruebas triaxiales.

Triaxial lenta, (Consolidada-drenada).

Triaxial rápida, (Consolidada, no drenada).

Triaxial rápida, (No consolidada, no drenada).

El caso más crítico que se puede presentar en la laguna, es el de que se llene a toda su capacidad, y haya la posibilidad de falla en los bordos de la misma, lo que provocaría alguna inundación de terrenos. Para este caso se utiliza generalmente la prueba triaxial rápida (no consolidada, no drenada), puesto que implica la saturación total del material cohesivo.

b).- Prueba de permeabilidad.

Esta prueba nos da como resultado el valor del coeficiente K de permeabilidad, se recomienda usar el método de Lafranc, con permeámetro de carga constante. Dicho coeficiente nos da una idea de la permeabilidad del suelo.

CAPÍTULO IV

Factores que interviene
en el comportamiento
de las lagunas

IV.- FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS LAGUNAS.

La selección de cualquier tipo de laguna de estabilización o de una combinación de diversos tipos, depende evidentemente de un estudio de factibilidad técnico-económico. Este por su naturaleza debe tomar en cuenta una serie de factores, que a su vez van a tener influencia directa en el comportamiento de operación de las lagunas. Los factores más importantes son:

IV. 1.- FACTORES INDEPENDIENTES DEL PROCESO.

- IV.1. 1).- Calidad del influente.
- IV.1. 2).- Calidad deseable del efluente.
- IV.1. 3).- Condiciones meteorológicas.
- IV.1. 4).- Características del terreno.

IV. 2.- FACTORES DEPENDIENTES DEL PROCESO.

- IV.2. 1).- Carga hidráulica del proyecto.
- IV.2. 2).- Carga orgánica del proyecto.
- IV.2. 3).- Dimensiones, (Área y profundidad).
- IV.2. 4).- Potencial hidrógeno, (pH).

Ahora pasaremos a ver con detalle todos y cada uno de los factores arriba enlistados.

IV. 1.- FACTORES INDEPENDIENTES DEL PROCESO.

IV.1. 1).- Calidad del influente.

Este factor depende básicamente de la naturaleza de las aguas negras a ser tratadas, es decir si son domésticas, industriales, - crudas o si ya tienen algún tipo de tratamiento.

Se tendrá un influente más fácilmente degradable, si las aguas residuales no llevan en su seno materias industriales, cuya estabilización se torna difícil.

IV.1. 2).- Calidad deseable del efluente.

Las características deseables del efluente están relacionadas con aquellas del cuerpo receptor y a normas oficiales, cuando existen, en el lugar a donde se va a descargar el agua tratada.

En lo que respecta a las normas, el gobierno de la República Mexicana, tratando de proteger los recursos hidráulicos, publicó en el Diario Oficial, el Reglamento Para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, que es el que rige todas las descargas de aguas, las que deben ser tratadas.

IV.1. 3).- Condiciones meteorológicas.

De los factores independientes del proceso, las condiciones meteorológicas son las más importantes, entre las que es necesario considerar las siguientes:

a).- Temperatura.

Esta influye directamente en la rapidez de las reacciones biológicas y químicas, en la producción de oxígeno por fotosíntesis y en el contenido de oxígeno disuelto disponible en la masa líquida de las lagunas.

De acuerdo con la teoría de Van't Hoff, la rapidez de las reacciones químicas se duplica por cada 10°C de incremento en la temperatura dentro de ciertos límites de variación. Esta regla es aplicable también a las reacciones biológicas y puede expresarse como sigue:

$$\frac{t}{t_0} = e^{c'(T_0 - T)} = \theta^{(T_0 - T)} \dots \dots \dots (IV.1)$$

Donde:

- t = Tiempo requerido para la reacción a una temperatura T
- t₀ = Tiempo inicial para la reacción a la temperatura T₀
- T = Temperatura del agua de la laguna, (°C)
- T₀ = Temperatura inicial del agua de la laguna, (°C)
- θ = Equivale a e^{c'} y tiene un valor de 1.085

Las altas temperaturas, (mayores de 35°C), provocan efectos nocivos tales como: proliferación de algas verdiazules que originan manchas superficiales impidiendo el paso de la luz; disminución de la actividad de las algas verdes, al mismo tiempo que las bacterias pasan a utilizar el oxígeno disponible a un ritmo más acelerado;-- hay producción de gases en los depósitos existentes en el fondo, resultando en algunas ocasiones el desprendimiento de parches de la materia orgánica que se encuentra en la profundidad en fase de estabilización.

También las bajas temperaturas, (inferiores a 4°C) producen -- efectos adversos en el funcionamiento de las lagunas; son necesarios períodos de retención muy largos para obtener la misma eficiencia, prevaleciendo en la mayor parte de las zonas profundas -- condiciones anaerobias. Abajo de esta temperatura, la actividad de algas y bacterias se hace insignificante.

Por lo tanto la gama de variación de la temperatura para el proceso adecuado de autodepuración de las lagunas está comprendida entre 4°C y 35°C .

b).- Insolación

También es llamada energía luminosa de las radiaciones solares visibles; varía con la época del año, con la latitud, altitud y nebulosidad. Se mide en langleys/día (calorías gramo/cm² por día) siendo común expresarla en promedios de invierno y verano.

Valores típicos en la República Mexicana se encuentran entre 100 (invierno) y 300 (verano) langleys/día de insolación visible.

La influencia de este factor ha sido demostrada en numerosas experiencias, el proceso fotosintético de las algas se realiza en presencia de la luz, con lo que se favorece el proceso de oxigenación del agua.

Existe una regla empírica según la cual son necesarios aproximadamente $0.6 \text{ cal/cm}^2/\text{día}$ de radiación visible por cada unidad de carga orgánica del proceso, expresado en Kg de $\text{DBO}_5/\text{Ha}/\text{día}$ removidos.

c).- Evaporación.

Este factor es de suma importancia, ya que al disminuir el volumen de aguas negras, aumenta la concentración de DBO modificando las características de los efluentes, eficiencias y tiempos de retención; éstos deberán ser calculados considerando el gasto influente de aguas negras y los respectivos a precipitación, evaporación, e infiltración.

En cualquier laguna es válida la expresión:

$$\text{Efluente} = (\text{Influente} + \text{Precipitación}) - (\text{Infiltración} + \text{Evaporación})$$

El binomio (Infiltración + Evaporación) es importante puesto que representa las pérdidas de agua en la laguna. En casos extremos estas últimas pueden llegar a ser tan grandes que además de no existir efluente, el nivel del agua en la laguna baja, resultando de esto consecuencias indeseables en su funcionamiento como la disminución del tiempo de retención y aumento en la concentración de los microorganismos.

Una expresión muy usada para calcular la evaporación en las lagunas es la ecuación de Meyer:

$$E = 15 (V_a - V_H) (1 + \frac{v}{16}) \dots\dots\dots (IV.2)$$

16

Donde:

E = Evaporación mensual, (milímetros)

V_a = Presión de vapor del agua, a la temperatura del agua
(milímetros de mercurio)

V = Presión de vapor del agua, a la temperatura del aire
(milímetros de mercurio)

H = Húmedad relativa, (%)

v = Velocidad del viento, (kilómetros/hora)

En la tabla IV-1 se encuentran valores para la presión de vapor del agua a diferentes temperaturas.

TABLA IV-1
PRESION DE VAPOR DEL AGUA A DISTINTAS T^o

Temp. °C	Presión, mm Hg	Temp. °C	Presión, mm Hg
0	4.58	55	113.04
5	6.54	60	149.38
10	9.21	65	187.54
15	12.79	70	233.70
20	17.53	75	289.10
25	23.75	80	355.10
30	31.82	85	433.60
35	42.17	90	525.80
40	55.32	95	638.90
45	71.88	100	760.00
50	92.51		

d).- Precipitación pluvial.

Este factor es importante porque al caer la lluvia directamente sobre la superficie de la laguna, representa prácticamente agua limpia que diluye las aguas negras, disminuyendo la concentración de DBD en esta masa líquida. La falta de datos disponibles en algún proyecto nos hará suponer que la precipitación es aproximadamente igual a la evaporación.

e).- Vientos.

Este es un factor que puede intervenir favorablemente en el proceso al promover un mezclado del agua almacenada en la laguna - que ayuda a una mejor aereación en la zona superficial y contribuyendo a una distribución más amplia de los nutrientes que utilizan las algas y bacterias, lo cual favorece su crecimiento y reproducción.

Se considera que para que el viento produzca una acción efectiva de mezclado, es necesario que su velocidad sea mayor a 50 kilómetros/hora. Con esta rapidez o a mayores, el viento produce olas en las lagunas, para lo que se deberá dar una protección a los bordos, zampeando los taludes con piedra.

La dirección del viento debe tomarse en cuenta para evitar el transporte de malos olores, producidos por la descomposición anaerobia y los propios de las aguas negras, hacia los centros de población.

IV.1. 4).- Características del terreno.

Estas incluyen además del tipo de formación geológica, su costo. La primera determina la permeabilidad del sitio donde va a estar el fondo de la laguna y también la posibilidad de contaminación de los mantos acuíferos situados en las proximidades de la instalación.

El costo del terreno está en función de su valor comercial, mientras que los costos de construcción dependen de la naturaleza del material a ser excavado y de las dimensiones de la laguna.

IV. 2.- FACTORES DEPENDIENTES DEL PROCESO.

IV.2. 1).- Carga hidráulica del proyecto.

Corresponde al caudal de aguas negras a ser tratado, determinando las dimensiones de las instalaciones de tratamiento. La carga hidráulica depende del trazado del sistema de alcantarillado, que a su vez refleja las características topográficas del área drenada. Por ejemplo en terrenos planos, no es posible considerar un trazado en el cual existan diversas cuencas aisladas, como acontece normalmente en áreas de topografía accidentada. En este caso cada cuenca alimentaría a una laguna, estando el caudal total distribuido en diferentes fracciones, de acuerdo al número y características de las lagunas.

IV.2. 2).- Carga orgánica del proyecto.

Está expresada en Kg/Ha/día de DBO y varía de acuerdo sitio - de la instalación y el tipo de laguna. Las anaerobias y las aerobias (con aereación mecánica superficial) pueden recibir cargas ma yores que las facultativas.

En este concepto además quedan involucrados dos factores: volumen y polución aplicada.

a).- Volumen.

Este tiene gran importancia, ya que está directamente relacionado al periodo de retención, pues a mayor volumen de aguas negras más tiempo de retención se requerirá para estabilizarlas.

b).- Polución aplicada.

La carga de polución comprende a los contaminantes físicos, químicos y biológicos que en forma permanente u ocasional intervienen en la composición del influente.

Su determinación implica la realización de pruebas de laboratorio como la determinación de la DBO, NMP y sólidos en sus distintas formas, todas éstas vistas en el capítulo III.

IV.2. 3).- Dimensiones, (área y profundidad).

Dependen de la carga hidráulica y de la carga orgánica. La primera está íntimamente relacionada con el tiempo de retención y al volumen de la laguna. Esto significa que si se mantiene el mismo volumen de operación, a un aumento de la carga hidráulica corresponden de una disminución en el periodo de retención, el que se define como $R = V/Q$, donde Q es la carga hidráulica del proyecto y V el volumen de la laguna.

La carga orgánica determinará el área de la laguna, de acuerdo con el tipo seleccionado. En muchos casos las limitaciones de área imponen el tipo de instalación a ser construido, ya que las facultativas requieren de una mayor extensión de terreno, mientras que las aerobias y anaerobias necesitan de una pequeña porción de terreno, aunque son más profundas generalmente.

IV.2. 4).- Potencial Hidrógeno, (pH).

El proceso de respiración de las bacterias produce CO_2 (bióxido de carbono), y por consiguiente tiende a bajar el pH de la masa líquida; inversamente la fotosíntesis realizada por las algas, - involucra el consumo del compuesto químico mencionado y produce un ascenso del pH.

De acuerdo con la relación cuantitativa producción-consumo de CO_2 , el potencial hidrógeno estará sujeto a variaciones horarias, que dependen principalmente de la energía luminosa incidente.

Cuando la energía luminosa suministrada es menor de 13 calorías/cm²/día, el valor máximo detectado para el pH es de 8. Si la energía luminosa es mayor de 178 cal/cm²/día se incrementa el pH - hasta un límite de 11.2 que ha sido experimentalmente cuantificado.

En las lagunas aeróbicas, la gama de variación diaria del pH está comprendida entre 7.5 y 10.5 .

El desarrollo de la actividad biológica se encuentra estrechamente vinculado con el potencial hidrógeno. Las bacterias aeróbicas se desarrollan dentro de una variación comprendida entre 7 y 9 unidades de pH; el proceso fotosintético requiere un pH de 6.5 a - 10.5; las bacterias facultativas requieren una variación del mismo entre 4.5 y 7.5 para producir ácidos orgánicos a partir de los carbohidratos, proteínas y grasas; por último las bacterias productoras de metano necesitan una gama entre 6.8 y 7.2 unidades de pH.

Por otra parte el potencial hidrógeno está indirectamente relacionado con la DBO, la correlación es lineal y expresa un descenso de valores de pH para DBO crecientes.

La disminución de la temperatura de la laguna desde 20°C a -- 9°C provoca una mayor reducción de pH para una diferencia dada de DBO.

Cuando el pH se mantiene alcalino, se puede reafirmar la tesis de que el proceso se mantiene aerobio en ese período.

CAPITULO V

Eficiencias

V.- EFICIENCIAS.

En este capítulo trataremos de las eficiencias y su relación con otros factores de diseño, para los diferentes tipos de lagunas de estabilización considerados en este trabajo.

Los parámetros comúnmente usados para medir las eficiencias en el tratamiento de aguas negras mediante este tipo de instalaciones, son los porcentajes de reducción de: Demanda Bioquímica de Oxígeno, (DBO), y número más probable de microorganismos E. Coli, (NMP).

La DBO_5 (5 días, $20^{\circ}C$) del efluente con relación al agua alimentadora de la laguna, se ha tomado como medida de la eficiencia del tratamiento, llegándose a obtener reducciones de poco más del 98%, aunque éstas son idealmente y no ocurren en la realidad.

La capacidad en la estabilización del líquido residual mediante este sistema, puede ser comparada a la obtenida con el proceso convencional de tratamiento mediante lodos activados, precedidos por sedimentación simple.

Existen otros factores que intervienen en la eficiencia del proceso, puesto que es un tratamiento biológico que está en función del tiempo de retención y la temperatura; además la evaporación y la infiltración de las aguas negras contenidas en las lagunas pueden afectar como ya vimos en el capítulo anterior, la naturaleza del tratamiento ya que habiendo una infiltración cuantiosa, se pueden contaminar las aguas y corrientes subterráneas próximas a las lagunas y reducir considerablemente la eficiencia. Por otra parte una evaporación excesiva propicia la acumulación de sólidos inorgánicos.

Normalmente y debido a una serie de elementos que no es posible controlar, como las condiciones climatológicas y algunas otras para aguas negras domésticas es posible llegar a obtener una eficiencia en la reducción de la DBO_5 , hasta del 90%.

V.1.- EFICIENCIAS EN LAGUNAS FACULTATIVAS.

Para obtener una reducción de un 80 a 90% en la DSO_5 del influente, en este tipo de instalaciones, es necesario considerar como se había visto en el capítulo II, subcapítulo II.2.1; los siguientes factores:

- Tener un tiempo de retención de 7 días.
- Considerar un coeficiente de reacción (θ) igual a 1.085
- Mantener una temperatura de $35^{\circ}C$ en la masa líquida.

Teniendo en cuenta eso se estableció la ecuación II.20:

$$\eta = \frac{(y_0 - y)}{y_0} = 1 - \frac{1}{K_T R + 1}$$

tenemos por lo tanto que:

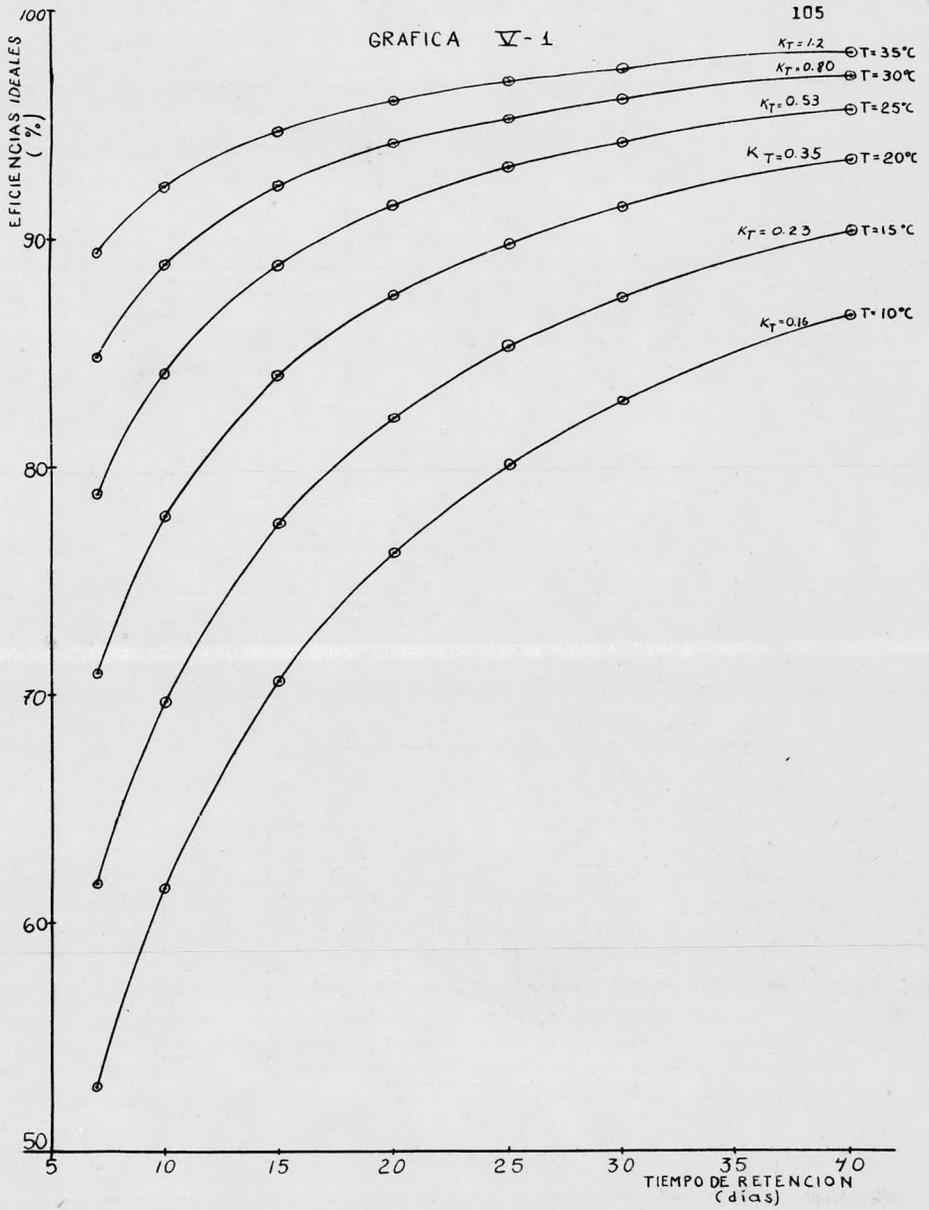
$$\eta = \frac{R}{\frac{1}{K_T} + R} \dots\dots\dots (V.1)$$

Si en la ecuación (V.1) le damos diversos valores a K_T y a R, velocidad de descomposición de la materia orgánica y tiempo de retención respectivamente, se puede construir la tabla V-1.

TABLA V-1
EFICIENCIAS PARA DIVERSOS VALORES DE K_T Y R

R (días)	Valores de K_T						
	0.16	0.23	0.35	0.53	0.80	1.2	
7	52.8	61.7	71.0	78.8	84.8	89.4	E
10	61.5	69.7	77.8	84.1	88.9	92.3	F
15	70.6	77.5	84.0	88.9	92.3	94.7	I
20	76.2	82.1	87.5	91.4	94.1	96.0	C
25	80.0	85.2	89.7	93.0	95.2	96.3	I
30	82.8	87.3	91.3	94.1	96.0	97.3	E
40	86.5	90.2	93.3	95.5	97.0	98.0	N
							CIAS

Con los valores de la tabla V-1 se puede trazar la siguiente grafica V-1:



Los valores de la gráfica V-1, representan las eficiencias -- ideales de una laguna facultativa para distintos valores de la temperatura y del tiempo de retención. En la práctica es de esperarse que las eficiencias señaladas en tal gráfica, representan condiciones óptimas de funcionamiento como son principalmente:

- a).- Mezcla instantánea y completa del influente con la masa líquida de la laguna, (ausencia de corto-circuitos).
- b).- Inexistencia de sólidos sedimentables en exceso.
- c).- Pequeñas variaciones de temperatura.
- d).- Predominancia de condiciones aerobias, aún en las capas más profundas.
- e).- Carga orgánica no muy elevada, pero tampoco muy baja.
- f).- Baja DBO del lodo existente en el fondo.

La gráfica dicha además indica que para altas temperaturas, - un aumento en el tiempo de retención, después de cierto límite, poco influye en el mejoramiento de la eficiencia. También muestra -- que para bajas temperaturas son necesarios períodos de retención - más largos, para la obtención de eficiencias altas.

Cuando el tratamiento de las aguas se hace por medio de lagunas de estabilización en serie, la gráfica V-1 es aplicable, con - las restricciones mencionadas, a la primera laguna solamente. Esto se debe al hecho de que en las unidades de tratamiento biológico , la disminución de la concentración de la polución, (medida por la - remoción de DBO o de indicadores de contaminación) es más rápida - inicialmente, pues las sustancias que mejor se prestan a la remo-- ción son removidas en primer lugar.

Otra observación que se deduce a partir de la gráfica, es que para la misma eficiencia, por ejemplo 80%, los valores de K_T varían -- con la retención de acuerdo a la tabla V-2.

TABLA V-2
VALORES DE K_T PARA TIEMPOS DE RETENCION DIVERSOS ($\eta = 80\%$)

RETENCION (días)	7.5	11.4	17.4	25.0
K_T , (1/día)	0.53	0.35	0.23	0.16

En un sistema de lagunas en serie, se verifica que para el mismo tiempo total de retención, la eficiencia es inferior en una sola laguna que aquella correspondiente a un conjunto de lagunas.

La aplicación práctica de la teoría ha revelado algunas deficiencias como son: Cambios en los valores de K_T durante el proceso de degradación de la materia orgánica; para períodos inferiores a siete días de retención, el problema de corto circuitos se agrava es decir que no es posible admitir una mezcla instantánea y completa del influente con el líquido existente en la laguna; y por último la reducción de la DBO verificada, no está de acuerdo con los valores previstos de la teoría.

V. 2.- EFICIENCIAS EN LAGUNAS ANAEROBIAS.

Las lagunas anaerobias son generalmente, en un sistema en serie, las que dan el primer paso en el tratamiento de las aguas negras, después estas pasan a una laguna facultativa en lo que se conoce como "Sistema Australiano". Con este método se mejora la eficiencia y la calidad del efluente, ya que la laguna anaerobia sola da porcentajes en la reducción de la DBO muy bajos, del orden del 40 al 60%.

Como se hizo notar en el capítulo II, subcapítulo II.2.1, es necesario un período inicial de funcionamiento de la instalación - cuyo tiempo es de tres a seis meses, para que la fermentación alcalina se presente en el estanque en condiciones estables y esté en disponibilidad de empezar con la estabilización del líquido a tratar. Después de esta fase puesta en marcha, la eficiencia en la reducción de la DBO se calcula mediante la siguiente ecuación:

(Ecuación II.22 del capítulo II)

$$\eta = \frac{y_0 - y}{y_0} = \frac{K \left(\frac{y}{y_0}\right)^n}{\frac{1}{R} + K \left(\frac{y}{y_0}\right)^n} \dots\dots\dots (V.2)$$

Para valores de las eficiencias variando entre 40 y 60% tendríamos los correspondientes a los periodos de retención en la ecuación (V.2), como se indica en la tabla V-3.

TABLA V-3
PERIODOS DE RETENCION PARA
DIVERSAS EFICIENCIAS

Eficiencia () %	40	45	50	55	60
R, (días)	1.3	2.4	4.6	9.0	20

En la práctica no se justifican periodos de retención mayores de 5 días, pues para tiempos más largos, estas instalaciones se comportarían de manera semejante a las facultativas.

Las bajas eficiencias en las lagunas anaerobias exigen que el efluente sea tratado en una segunda laguna. En este caso la relación de áreas debe obedecer la siguiente consideración:

$$\frac{5}{1} \leq \frac{\text{Área de la laguna facultativa}}{\text{Área de la laguna anaerobia}} \leq \frac{10}{1}$$

En algunos países se ha establecido la norma práctica de utilizar sistemáticamente lagunas anaerobias en el pretratamiento de residuos líquidos de desecho.

V. 3.- EFICIENCIAS EN LAGUNAS AEROBIAS.

Como de los diversos tipos de lagunas aerobias que hay, el -- que más se aplica en la actualidad es aquel en el cual se introduce oxígeno en la masa líquida por medio de aereación, solo se han investigado relativamente las eficiencias para este tipo de instalaciones.

La eficiencia en las lagunas aereadas mecánicamente está involucrada en la ecuación II.26 del capítulo II:

$$R = \frac{n}{k'_t(100 - n)} \dots\dots\dots (II.26) \text{ ó } (V.3)$$

Donde:

R = Tiempo de retención, (días)

n = Eficiencia en la remoción de la DBO, (%)

k'_t = Coeficiente de temperatura, (1/día)

Generalmente en este tipo de estanques se llegan a obtener -- reducciones hasta de un 50 a 80% en la DBO del influente, esto se debe principalmente a la aereación mecánica producida por los equipos mecánicos de aereación, y como aún están en proceso de estudio no se han determinado con exactitud, los factores que están afectando la eficiencia de las lagunas.

Conclusiones y
recomendaciones

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**CONCLUSIONES.**

Las lagunas de estabilización son estructuras que tienen un desarrollo potencial muy grande, además de ser muy útiles en el tratamiento de las aguas negras a bajo costo, siempre y cuando existan las condiciones para su establecimiento como son: Extensiones de terreno relativamente grandes y a bajo precio. Esto se cumple perfectamente en los centros rurales de nuestra República Mexicana.

En el futuro se puede pensar que este tipo de instalaciones después de cumplir su cometido, van a tener otra función importante como el de la producción de algas, las cuales tienen propiedades alimenticias, puesto que a partir de aquellas se han obtenido proteínas vegetales de un alto valor nutritivo para el ser humano.

Con lo expuesto en este trabajo, se trata de ofrecer un panorama amplio y objetivo de los procesos de tratamiento biológicos que son los más económicos de todos los tipos de procedimientos existentes para la disposición de las aguas negras. Por otra parte no es necesario un excesivo mantenimiento, ya que este es muy simple y no se requieren personas especializadas o con un nivel técnico alto de estudios para el cuidado de las instalaciones, lo que ofrece una gran ventaja porque elementos de la comunidad pueden ayudar en todas estas operaciones, reduciendo considerablemente problemas como el del gasto que puede ocasionar un elemento especializado.

Otra ventaja que ofrecen las lagunas de estabilización es la de no requerir equipos pesados para su construcción, ya que toda la misma se hace en base a movimiento de terracerías, lo que habla por sí solo de su facilidad constructiva, puesto que los volúmenes de tierra resultantes de la nivelación del terreno, pueden ser aprovechados para la construcción de los bordos de las lagunas.

Las aguas efluentes de las lagunas de estabilización no están del todo libres de bacterias, por lo que se hace necesaria una desinfección, que generalmente es por medio de cloración. Una vez hecho esto se les puede dar diferentes reusos como el de riego de cultivos y zonas verdes, alimentación de lagos de recreo u ornato y el de recarga de acuíferos subterráneos.

Debido a las características económicas del país, el tratamiento de aguas negras mediante lagunas de estabilización, en centros rurales y donde haya disponibilidad de terrenos y condiciones climatológicas adecuadas, son la solución más conveniente para este problema.

Asimismo se ha constatado que las lagunas de estabilización brindan la posibilidad de tratar aguas negras con altas eficiencias, asociadas a un bajo costo y a una gran sencillez de operación y mantenimiento.

RECOMENDACIONES.

- Debido a posibles problemas de olor, las lagunas deben localizarse al menos a 1 kilómetro de distancia de las zonas habitadas más cercanas, preferiblemente en dirección contraria a los vientos dominantes.
- Los alrededores del área de la laguna no deberán tener obstrucciones de luz solar o interferencia con el viento que corre, con el objeto de que estos elementos cumplan con su función dentro del proceso. Para tal efecto es necesario talar los árboles grandes que estorben el paso del aire y quitar las algas verdiazules que provocan manchas en la superficie de agua de las lagunas e impiden el paso de la energía solar.
- Se debe prevenir la infiltración del agua en el proceso de estabilización, por la posible contaminación de los mantos acuíferos subterráneos, para lo cual se recomienda que el terreno donde se vaya a desplantar la laguna sea relativamente impermeable; si no es así se deberán tomar medidas adecuadas para sellar la superficie del fondo y los taludes de la laguna con una capa de arcilla u otro material impermeable.
- El terreno de localización del sitio de tratamiento deberá ser ligeramente plano, para que así haya el menor movimiento posible de terracerías.
- Los terraplenes deberán tener taludes que varían de 2:1 a 3:1, dependiendo de la plasticidad del material.
- El ancho de la corona deberá ser de 3.00 m como mínimo para permitir el tránsito de vehículos pequeños, como por ejemplo tractores agrícolas o camionetas pick-up.
- Los cruces de terraplenes deberán proyectarse curvos, con un radio de giro no menor de 7.5 m, con objeto de evitar acumulación de sólidos y de partículas de agua que no circularían en las esquinas de las lagunas.

- Es recomendable que los taludes de los bordos de las lagunas se protejan contra el oleaje que provocan los vientos , esto se logra por medio de un zampeado con piedra a los mismos.
 - Se deberá mantener un nivel de agua adecuado, para evitar que las lagunas se sequen parcial o totalmente, puesto que se provocarían malos olores debidos al crecimiento y descomposición anaerobia de plantas y materia orgánica en el fondo de la laguna.
 - Los linderos del terreno de las lagunas se tendrán que cercar y señalar, para evitar que haya acceso de personas y animales al sitio.
 - Como el tratamiento mediante lagunas de estabilización de aguas negras es de un bajo costo, normalmente hay escasez de información y se recurre por lo tanto al buen criterio del ingeniero, por lo que se deberán tener en consideración los siguientes datos básicos requeridos para la realización de los proyectos:
- 1.- CLASIFICACION DE LAS AGUAS RESIDUALES.
 - Domésticas (tipo, estado, condiciones de vertido y porcentajes relativos a su composición)
 - Industriales.
 - Sanitarias.
 - Combinadas.
 - Pluviales.
 - 2.- CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.
 - Volumen, (mínimo, medio, máximo diario)
 - Concentración de la materia orgánica (DBO₅, DQD, COT)
 - Sólidos (Residuos industriales particulares, totales, sedimentables, suspendidos y disueltos en sus formas fijas y volátiles)
 - Concentración de nutrientes (nitrógeno y fósforo)

Características químicas del agua de abastecimiento.

Toxicidad, (Porcentajes de reducción de DBO, cultivos y microorganismos acuáticos específicos)

pH, (mínimo, medio, máximo)

- 3.- HIDROLOGIA Y METEOROLOGIA.

Evaporación, (media, variaciones estacionales)

Pluviometría, (promedio, variaciones estacionales)

Temperatura del aire y del agua, (Promedio anual, estacional, promedios de los meses más calurosos y más fríos)

Nivel de aguas freáticas, NAF, (nivel promedio, variaciones y permeabilidad de la formación)

Viento, (magnitud y dirección horaria, promedios estacionales)

Nubosidad, (porcentaje durante el día, promedio anual y variaciones estacionales)

Radiación solar, (mínima mensual, promedio anual y variaciones estacionales)

- 4.- TOPOGRAFIA Y GEOLOGIA.

Características del terreno, (tipo de material, bancos disponibles, infiltración y compactación)

Posibilidad de inundaciones, (niveles máximos probables)

Disponibilidad de planos topográficos, (curvas de nivel, elevaciones)

Disponibilidad de cartas geológicas.

Ubicación de viviendas industriales y agricultura.

Corrientes, (ríos, arroyos, drenes de todos tipos)

- 5.- NORMAS Y REGLAMENTOS SOBRE SALUD PUBLICA.

Problemas de posibles olores.

Problemas potenciales de insectos.

Datos relativos a la comunidad, (restricciones zonales, normas sobre corrientes y efluentes tenencia de la tierra, localización de obras de agua potable e hidráulicas)

Reglamentos Sanitarios, (normas sobre efluentes y corrientes, límites de coliformes, normas especiales de calidad para agua potable, criterios de calidad del agua para usos recreativos, campos agrícolas, peces)

Reglamentos sobre Recursos Hidráulicos, (normas sobre flora y fauna silvestres, zonas recreativas; reglamentos precedentes sobre aguas residuales)

- 6.- UTILIZACION DEL EFLUENTE.

Dilución

Recarga de aguas subterráneas

Riego

Reutilización en la flora y fauna silvestres

Recarga de corrientes superficiales

Usos recreativos

Uso industrial

- Se debe tomar en cuenta el tipo de alcantarillado existente en la localidad, ya que si es del tipo combinado (sanitario y pluvial), habrá arrastre de arenas y otros materiales que se depositan en el fondo de la laguna, disminuyendo la capacidad de tratamiento, por lo que se recomienda proyectar unidades paralelas para que mientras se limpie una, funcione la otra.
- Las entradas del influente a la laguna, se recomienda se hagan cerca del fondo o a media profundidad, para que los sólidos flotantes se puedan degradar fácilmente.

- Es recomendable mantener el pH en las aguas de la laguna -- del lado alcalino, pues a bajos valores del potencial hidrógeno, se crean problemas como la producción de gas metano, presencia de ácidos orgánicos y malos olores, provocando todo esto una mala degradación de la materia orgánica. Para sostener el pH alto, se puede agregar cal al agua contenida en la instalación.

- OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.

La operación de las lagunas de estabilización es bastante simple, el proceso de tratamiento es de carácter natural y la intervención del hombre se reduce a controlar fenómenos adversos, para este objeto es necesario:

a).- Organizar el personal que vaya a intervenir en la planta de tratamiento, explicándoles con sencillez el proceso y la función que cada quién va a desempeñar.

b).- Tener el número mínimo de herramientas y materiales indispensables para el buen uso y conservación de la instalación, entre las más útiles están las máquinas cortadoras de césped, rastrillos, hachas, limas, piedras de afilar, carretilla sierras, martillos, cinta métrica, tenazas de cortar alambre, cortadores de tubos, soldadores de tubos, pulverizador de insecticidas, un pequeño bote de remos, etc.

c).- Se deberán de efectuar determinaciones del volumen y de la concentración de la DBO en el influente y efluente, -- pH.

d).- La proliferación de mosquitos en las lagunas es directamente proporcional a la cantidad de vegetación que emerge de las mismas. Por lo tanto las malas hierbas que pueda haber se deben cortar o aplicar un herbicida adecuado, para -- evitar la cría y albergue de mosquitos y otra clase de insectos. Se deberá aplicar insecticida si hay una proliferación excesiva de de mosquitos.

e).- Los diques deberán estar en constante inspección para -- descubrir cualquier erosión por viento, oleaje o animales --

excavadores. Las reparaciones se deberán efectuar inmediatamente.

f).- Conservar las condiciones de impermeabilidad en el fondo y paredes de la laguna, para evitar pérdidas excesivas de agua.

g).- Mantener un nivel adecuado de agua para evitar que las lagunas se sequen parcial o totalmente ya que en tal caso, - pueden presentarse malos olores debidos al crecimiento y descomposición aeróbica de plantas y materia orgánica en el fondo del estanque, lo que viene a formar una capa de fango, la que es necesario destruir mediante una agitación superficial por medio de palos o en su defecto con un chorro de agua de una manguera de jardín o de incendio, que produce normalmente suficiente turbulencia para lograr ese efecto.

h).- Las carreteras y caminos deben trazarse de tal manera - que proporcionen un acceso fácil a todos los dispositivos de entrada y salida del agua, así como a las conexiones entre - lagunas, los almacenes de herramientas y los diques de todas ellas.

i).- Cuidar las estructuras de entrada y salida de las aguas negras para evitar que haya obstrucciones.

Bibliografía

B I B L I O G R A F I A

F. MONTEJANO U, E. MURGUIA VACA, G. MENDOZA.
Lagunas de Estabilización de Aguas Negras.
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. 1969.

S.A.R.H.

Manual de diseño de plantas de tratamiento
para aguas residuales municipales.
México, 1977.

ARNULFO PAZ SANCHEZ M.I.

Diseño de Lagunas de Estabilización.
Brasil, 1976.

OFICINA SANITARIA PANAMERICANA, O.M.S.

Sistemas económicos de tratamiento de aguas negras.

JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ.

Mecánica de Suelos, Tomo I, 3a. Ed.
Editorial Limusa, 1978.

S.A.R.H. , S.S.A.

Reglamento para la prevención y control
de la contaminación de las aguas.
México, 1973.

S.A.R.H.

Normas oficiales de muestreo y análisis
de laboratorio para aguas residuales.
México, 1973.

ERNEST, W. STEEL.

Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado.
Ed. Gustavo Gilli, Barcelona, 1978.