

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS

XXV CURSO INTERNACIONAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.
Del 25 al 30 de abril de 1994

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
Lunes 25	9:00 a 11:00 hrs. 11:00 a 13:00 hrs.	Inauguración Situación actual, generación, caracterización.	Dr. Pedro Martínez Pereda
	14:40 a 16:30 hrs. 16:30 a 18:30 hrs.	Rejillas, desarenadores, homoniza Sedimentación	Ing. Baltazar Lucero Ramírez Ing. Eduardo Vega González
Martes 26	9:00 a 11:00 hrs. 11:00 a 13:00 hrs. 14:40 a 18:30 hrs.	Flotación Tratamiento biológico Lodos activados, continuación	Ing. Enrique Garduño Navarro Ing. Pedro López Garrido
Miércoles 27	9:00 a 11:00 hrs. 11:00 a 13:00 hrs. 14:40 a 16:30 hrs. 16:30 a 18:30 hrs.	Selección de los procesos Lagunas de estabilización Lagunas aireadas Biodiscos, Zanjias de oxidación	Ing. Arnulfo Paz Sánchez Dr. Jorge Aguirre Martínez Dr. Jorge Aguirre Martínez M.C. Edmundo Izurrieta Ruíz
Jueves 28	9:00 a 11:00 hrs. 11:00 a 13:00 hrs. 14:40 a 18:30 hrs.	Filtros rociadores Pruebas tratabilidad. Gestión de lodos, tratamiento de aguas residuales, industriales	M.C. Edmundo Izurrieta Ruíz Ing. Georgina Fernández Villagómez Ing. José Luis Torrescano España
Viernes 29	9:00 a 11:00 hrs. 11:00 a 13:00 hrs. 14:40 a 15:40 hrs. 15:40 a 17:30 hrs. 17:30 a 18:30 hrs.	Tratamiento terciario Costos de tratamiento Desinfección Reuso de las aguas residuales 3,20 legislación	Dr. Germán Bultrón M. Ing. Abelardo González Aragón Ing. Georgina Fdz. Villagómez Ing. Ana Elisa Silva Martínez
Sábado 30		Demostraciones de laboratorio Visita a una planta de tratamiento de aguas residuales.	Ing. Baltazar Lucero Ramírez

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: XXV Internacional de Tratamiento de aguas residuales, municipales, industriales y reusos.

FECHA: Del 25 al 30 de abril de 1994.

CONFERENCISTA		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
1	Dr. Pedro Martínez Pereda					
2	Ing. Baltazar Lucero Ramírez					
3	Ing. Eduardo Vega González					
4	Ing. Enrique Garduño Navarro					
5	Ing. Pedro López Garrido					
6	Ing. Arnulfo Paz Sánchez					
7	Dr. Jorge Aguirre Martínez					
8	M. en C. Edmundo Izurrieta Rufz					
9	Ing. Georgina Fernández Villagómez					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

①

CURSO: XXV Internacional de Tratamiento de aguas residuales, municipales, industriales y reusos.

FECHA: Del 25 al 30 de abril de 1994.

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIO VISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA					
10	Ing. José Luis Torrescano España				
11	Dr. Germán Buitrón M.				
12	Ing. Abelardo González Aragón				
13	Ing. Ana Elisa Silva Martínez				
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10					

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

XXV Curso Internacional de Tratamiento de aguas residuales, municipales, industriales y reusos.

Del 25 al 30 de abril de 1994.

T E M A		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
1	Inauguración, situación actual, generación, caracterización.				
2	Rejillas, desarenadores, homogenización, sedimentación.				
3	Flotación, tratamiento biológico, lodos activados, continuación.				
4	Selección de los procesos, lagunas de estabilización, lagunas aireadas, biodiscos, zanjas de oxidación.				
5	Filtros rociadores, pruebas tratabilidad.				
6	Gestión de lodos, tratamiento de aguas residuales, industriales.				
7	Tratamiento terciario, costos de tratamiento desinfección, reuso de las aguas residuales, 3.20 legislación				
8	Desmostraciones de laboratorio, visita a una planta de tratamiento de aguas residuales.				
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10					

EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O		
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CUSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE

AGRADABLE

DESAGRADABLE

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,
TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERA UNAM "LOS
UNIVERSITARIOS HOY"

GACETA
UNAM

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería

AUTOMOVIL
PARTICULAR

OTRO MEDIO

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI

NO

6.- ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

7.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

8.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE

BUENA

REGULAR

MALA

9.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES
DE 9 a 13 H. Y
DE 14 a 18 H.
(CON COMIDA)

LUNES A VIERNES
DE 17 a 21 H.

LUNES A MIERCOLES
Y VIERNES DE
18 a 21 H.

MARTES Y JUEVES
DE 18 A 21 H.

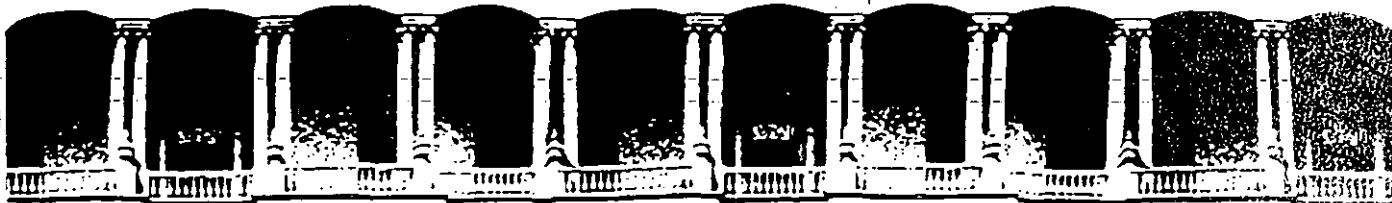
VIERNES DE 17 a 21 H.
SABADOS DE 9 a 14 H.

VIERNES DE 17 A 21 H.
SABADOS DE 9 a 13 H.
DE 14 a 18 H.

OTRO

10.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviere la División de Educación Continua, para los asistentes?

11.- Otras sugerencias:



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

*TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.*

C R I B A D O.

M. EN I. BALTAZAR LUCERO RAMIREZ.

M. EN I. BALTAZAR LUCERO RAMIREZ

1. INTRODUCCION

La primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales es el cribado o desbaste. El propósito de esta operación es remover sólidos gruesos como papel, trapos, madera, plásticos y otros. Estos sólidos si no se eliminan pueden dañar el equipo de bombeo y de concentración de lodos, atorarse sobre los aeradores mecánicos, bloquear tuberías, boquillas, etc. creando serios problemas de operación y mantenimiento.

2. CLASIFICACION DE CRIBAS

Las cribas pueden ser de limpieza manual o mecánica y de acuerdo al tamaño de aberturas se clasifican en gruesas y finas:

Cribas gruesas

Este tipo de cribas representan generalmente el primer paso en el tratamiento de aguas residuales y consisten en rejillas, tamices y trituradores (comminutors).

Cribas finas

Las cribas finas fueron utilizadas inicialmente en los sistemas de tratamiento de agua en la industria. Generalmente tienen aberturas de 2 a 6 mm y en la actualidad se usan ya sea como una etapa de pretratamiento o bien para mejorar los efluentes del tratamiento secundario.

Las cribas finas pueden ser fijas o móviles. Las cribas finas o estáticas se mantienen permanentemente en posición vertical, inclinada u horizontal y deben limpiarse con rastrillos o cepillos. Las cribas móviles se limpian continuamente mientras están operando. Ambos tipos de cribas pueden ser capaces de remover de 20 a 35 por ciento de Sólidos Suspendidos y DB05.

3. REJILLAS

Las rejillas (cribas gruesas) se fabrican con barras de acero u otro material de alta resistencia las cuales van soldadas a un marco que se coloca transversalmente al canal; son comunmente utilizadas en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales de tamaño medio y grande y su limpieza puede ser manual o mecánica. Las rejillas de limpieza manual tienen ángulos de inclinación típicos respecto a la horizontal de 30 a 45 grados. En rejillas mecánicas esta inclinación es de 45 a 90 grados con valores típicos de 60°. En la tabla 1 se presenta la información de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica.

Tabla 1 Información típica de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica

Concepto	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Velocidad a través de las rejillas, m/s	0.3-0.6	0.6-1.0
Tamaño de las barras:		
Ancho, mm	4 - 8	8 - 10
Profundidad, mm	25 - 50	50 - 75
Separación libre entre barras, mm	25 - 75	10 - 50
Pendiente con respecto a la horizontal, grados	45 - 60	75 - 85
Pérdida de carga admisible, mm (en rejilla colmatada)		
Admisible, mm	150	150
Máxima, mm	800	800

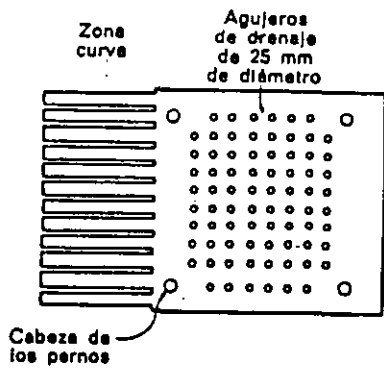
3.1 Rejillas de limpieza manual

Las rejillas de limpieza manual en los sistemas de tratamiento de aguas residuales se localizan generalmente antes de los sistemas de bombeo para su protección. La tendencia en los últimos años ha sido instalar rejillas de limpieza mecánica o trituradores, no sólo para reducir a un mínimo el trabajo manual de limpiar la rejillas sino también para disminuir los reboses y desbordamientos que se producen por el atascamiento de las mismas.

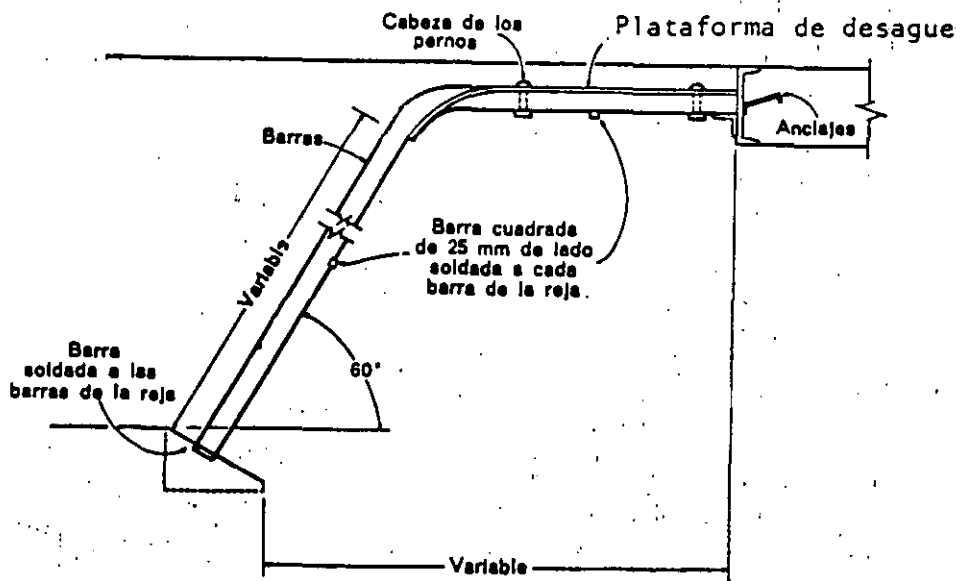
La longitud (profundidad) de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla deberá colocarse una placa perforada para que los sólidos removidos puedan almacenarse temporalmente para su desagüe. En la Figura 1 se muestra una rejilla de limpieza manual típica.

El canal donde se ubica la rejilla debe proyectarse de modo que se evite la acumulación de arena y otros materiales pesados antes y después de la reja. De preferencia, el canal deber ser recto, perpendicular a la rejilla para procurar una distribución uniforme de los sólidos en la sección transversal al flujo y sobre la rejilla.

Con objeto de proporcionar suficiente superficie de rejilla para la acumulación de basuras entre las operaciones de limpieza, es esencial que la velocidad de aproximación se limite a 0.45 m/s a caudal medio. Conforme se acumulan las basuras, obturando parcialmente la reja, aumenta la pérdida de carga, sumergiendo nuevas zonas a través de las cuales va a pasar el agua. El diseño estructural de la rejilla ha de ser adecuado para evitar su rotura en caso de que llegue a taponarse totalmente.



Vista en planta de la plataforma de desague



Detalle de una rejilla con barras de aluminio

Figura 1 Rejilla típica de limpieza manual

3.2 Rejillas de limpieza mecánica

Para realizar el proyecto de este tipo de dispositivos, se determina por anticipado el tipo de equipo a utilizar, las dimensiones del canal de la rejilla, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal, la separación entre barras y el método de control de la rejilla. Este tipo de rejillas según la empresa fabricante pueden limpiarse, por la cara anterior (frontal) o la posterior. Cada tipo tiene sus ventajas y desventajas. En la Figura 2 se muestra una rejilla mecánica de limpieza frontal.

En el modelo de limpieza frontal, el mecanismo se halla totalmente enfrente de la rejilla, una posible desventaja de este tipo de rejillas es que si se depositan algunos sólidos al pie de ésta, la pueden obstruir, bloqueando el mecanismo y poniendolo fuera de operación.

En el modelo de limpieza por la cara posterior se evita precisamente el atascamiento que pudieran ocasionar los sólidos depositados al pie de la rejilla ya que existen diseños en los cuales los rastrillos entran a la rejillas por la zona posterior, pasan por debajo de ella y rastrillean en la cara frontal arrastrando los sólidos que pudieran quedarse en la base de la rejilla (Figura 3).

4. FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE REJILLAS

Los principales factores a considerar en el diseño de rejillas son:

4.1 Canal de rejillas

Consiste en un canal de sección rectangular. El piso del canal es 7 a 15 cm más bajo que la plantilla de la tubería de llegada pudiendo ser plano o con pendiente. El canal se diseña para evitar la acumulación de arenas y otros materiales pesados en el mismo canal. Se debe prever un medio de aproximación recto, perpendicular a las rejillas para asegurar una distribución uniforme de los sólidos gruesos en toda el área a cubrir.

Se deben instalar por lo menos dos rejillas, cada una diseñada para operar con el gasto pico de diseño. Una rejilla se opera mientras la otra se alterna. Para el mantenimiento de rutina se deben considerar medios (compuertas) para detener el flujo y drenar el canal.

La estructura de entrada debe tener una transición suave o divergente con el fin de minimizar las pérdidas de carga a la entrada al pasar las aguas residuales del interceptor al canal y prevenir la sedimentación y acumulación de arenas. En forma semejante, la estructura de salida debe tener convergencia uniforme. El efluente de canales individuales puede combinarse mantenerse separado, según sea necesario. En la Figura 4 se muestran algunos arreglos de canales con rejillas.

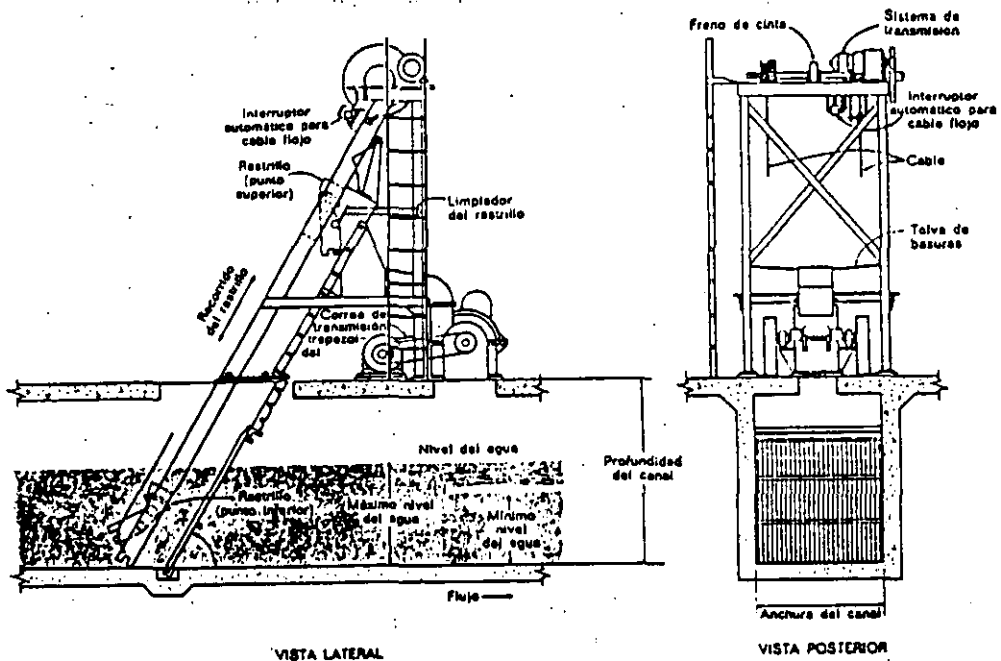
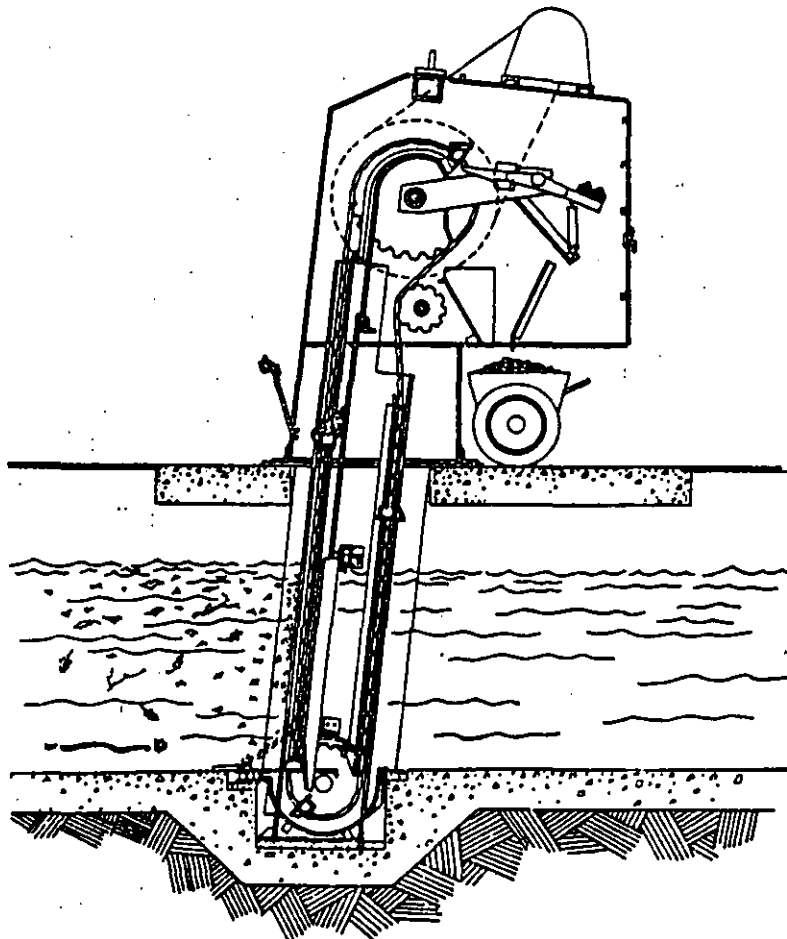


Figura 2 Rejilla mecánica de limpieza frontal



En todos los casos se deben tomar en cuenta las pérdidas de carga por entrada, salida, curvas, ampliaciones y contracciones.

4.2 Pérdida de carga

La pérdida de carga a través de las rejillas se calcula a partir de las siguientes ecuaciones:

$$h_L = \frac{V^2 - v^2}{2g} \left(\frac{1}{0.7} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$h_L = \beta (W/b)^{4/3} hv \cdot \text{sen } e \dots \dots \dots (2)$$

$$h_L = \frac{1}{2g} (Q/CA)^2 \dots \dots \dots (3)$$

La ecuación (1) se emplea para calcular la pérdida de carga a través de barras limpias o parcialmente colmatadas, mientras que la ecuación (2) se usa para calcular la pérdida de carga a través de cribas limpias solamente. La ecuación (3) es la fórmula común de orificios y también se usa para calcular la pérdida de carga a través de cribas finas como mallas o tamices.

Simbología:

- h_L = Pérdida de carga a través de la rejilla, en m.
- V, v = Velocidad a través de la rejilla y en el canal aguas arriba de la rejilla, m/s.
- g = Constante de gravedad = 9.81 m/seg²
- W = Ancho máximo de la sección transversal de las barras frente a la dirección del flujo (espesor), en m.
- b = Espaciamiento libre mínimo de las barras, en m.
- e = Angulo de la rejilla con la horizontal
- hv = Carga de velocidad del flujo que se aproxima a las rejillas, en m.
- Q = Gasto a través de la rejilla
- A = Area abierta efectivamente sumergida, en m²
- C = Coeficiente de descarga, igual a 0.60 para rejillas limpias
- β = Factor de forma de las barras:

Valores de Kirschmer, β para rejillas limpias

Tipo de barra	β
Rectangular cortes rectos	2.42
Rectangular con cara semicircular aguas arriba	1.83
Circular	1.79
Rectangular con cara semicircular aguas arriba y aguas abajo	1.67

4.3 Remoción de sólidos

Las rejillas que se limpian manualmente tienen barras inclinadas para facilitar el rastrillado. El material se coloca posteriormente sobre una placa perforada para drenarlo y almacenarlo.

Como se ha mencionado, las rejillas que se limpian mecánicamente son del tipo frontal o posterior. En ambos casos el rastrillo viajero mueve el material hacia arriba y lo deja caer en una fosa colectora o en un transportador. El dispositivo de limpieza posterior tiene la ventaja que no se atasca fácilmente debido a obstrucciones en la base de la criba. En ambos tipos, el rastrillo opera continuamente por medio de cadenas sin fin y catarinas. La operación puede hacerse intermitentemente por medio de un reloj o actuarse por una diferencial de pérdida de carga preestablecida a través de la criba.

4.4 Cantidades y composición de los sólidos retenidos

La cantidad de sólidos retenidos depende del tipo de agua residual, localización geográfica, condiciones climatológicas y características de las cribas.

La cantidad de material retenido por rejillas varía de 3.5 a 80 m³ por cada millón de metros cúbicos de aguas residuales con un promedio aproximado de 20 m³ por cada millón de metros cúbicos. En la Figura 5 se presenta una gráfica que muestra las cantidades de sólidos removidos en rejillas de limpieza mecánica. Los sólidos removidos contienen aproximadamente 80 por ciento de humedad y normalmente pesan 960 kg/m³.

El material presenta mal olor y atrae moscas. La eliminación se hace por medio de rellenos sanitarios o incineración. Con frecuencia el material se pasa a través de trituradores y se retorna a la planta de tratamiento.

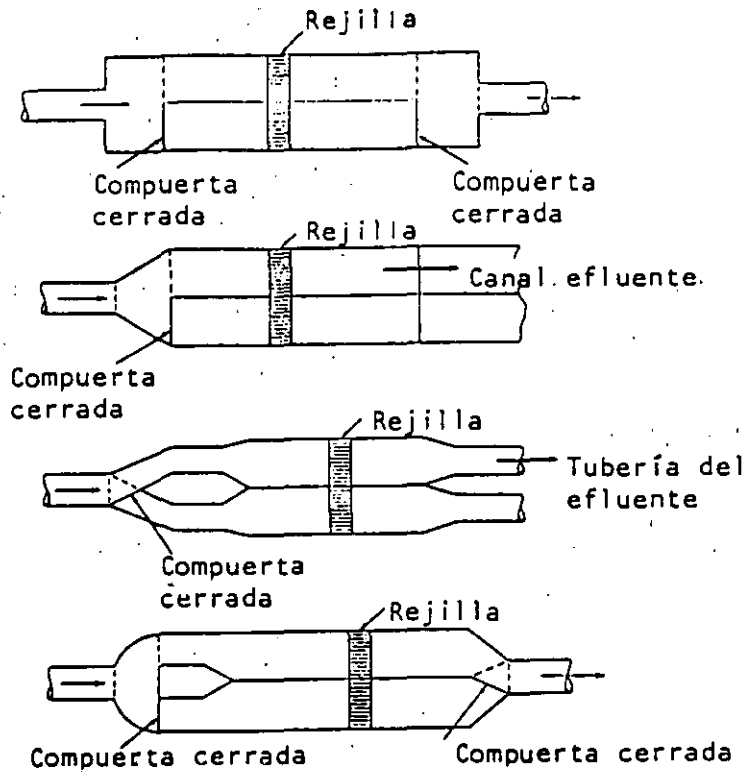


Figura 4 Arreglos de canales dobles con rejilla

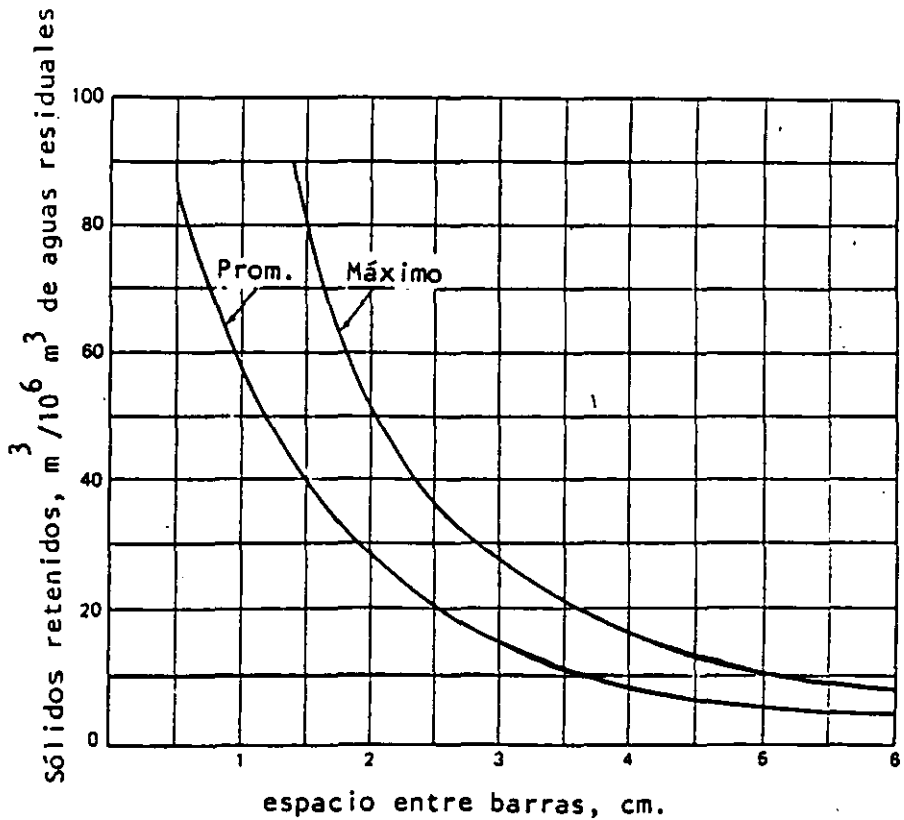


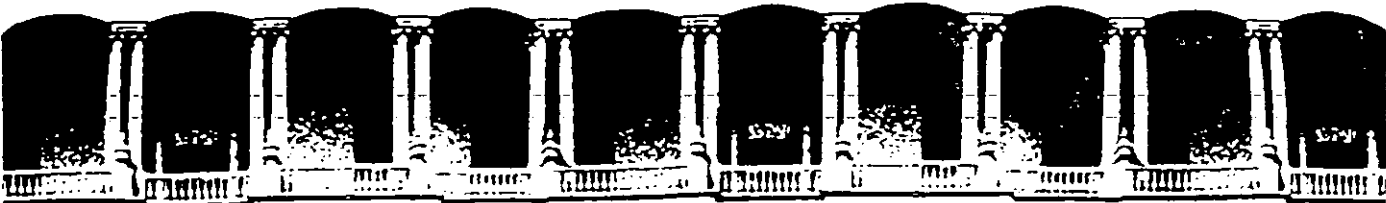
Figura 5 Cantidades de sólidos retenidos por rejillas de limpieza mecánica

5. INFORMACION REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE REJILLAS

- a) Gastos de aguas residuales, incluyendo el flujo pico en época de lluvias y en época de secas y el gasto promedio de diseño.
- b) Datos hidráulicos y de diseño del conducto influente
- c) Criterios de diseño de la planta de tratamiento
- d) Velocidades a través de las barras
- e) Fabricantes de equipo y catálogos para selección
- f) Condiciones de dispositivos existentes si la planta se va a ampliar
- g) Plano del sitio y contornos
- h) Espaciamiento de las barras y restricciones de pérdida de carga a través de las rejillas y de toda la planta
- i) Velocidades a través del canal de cribado.

6. BIBLIOGRAFIA

- a) METCALF Y EDDY, INC., "Tratamiento y depuración de las aguas residuales". Editorial Labor, 1981.
- b) QASIM, S.R., "Wastewater treatment plants: planning design and operation", CBS College Publishing, New York, 1985.
- c) MENDOZA, G.G. Apuntes sobre Cribado, curso "Tratamiento de aguas residuales, municipales, industriales y reusos". División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F. 1989



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

*TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS.*

I G U A L A C I O N

M E N I B A L T A Z A R L U C E R O R A M I R E Z .

M. EN I. BALTAZAR LUCERO RAMIREZ

Las plantas de tratamiento son diseñadas considerando que tanto el gasto como las concentraciones de contaminantes son constantes, sin embargo, existen variaciones en estos parámetros que influyen negativamente en las eficiencias de los diversos procesos. La uniformización del flujo (igualación o regularización) y de las concentraciones (homogenización), se usa para corregir estas variaciones.

La utilización de tanques de igualación después del tratamiento preliminar (cribado y remoción de arenas) permite la amortiguación de las variaciones de flujo y proporciona un caudal relativamente constante a los procesos y operaciones subsecuentes del sistema mejorando el grado de tratamiento.

Cabe mencionar que la igualación, no solamente amortigua las variaciones diarias de flujo sino también la variación en las concentraciones de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y Sólidos Suspendidos durante el día. Además, puede mejorar significativamente el funcionamiento de las plantas existentes y cuando se trate de diseñar una nuevo sistema se reducirá el tamaño de las unidades de tratamiento aguas abajo a ese punto.

Esta operación, se puede utilizar durante la época de secas cuando existen sistemas de recolección de aguas residuales separados o bien en época de lluvias (periodos de tormentas) cuando existen sistemas de recolección combinados.

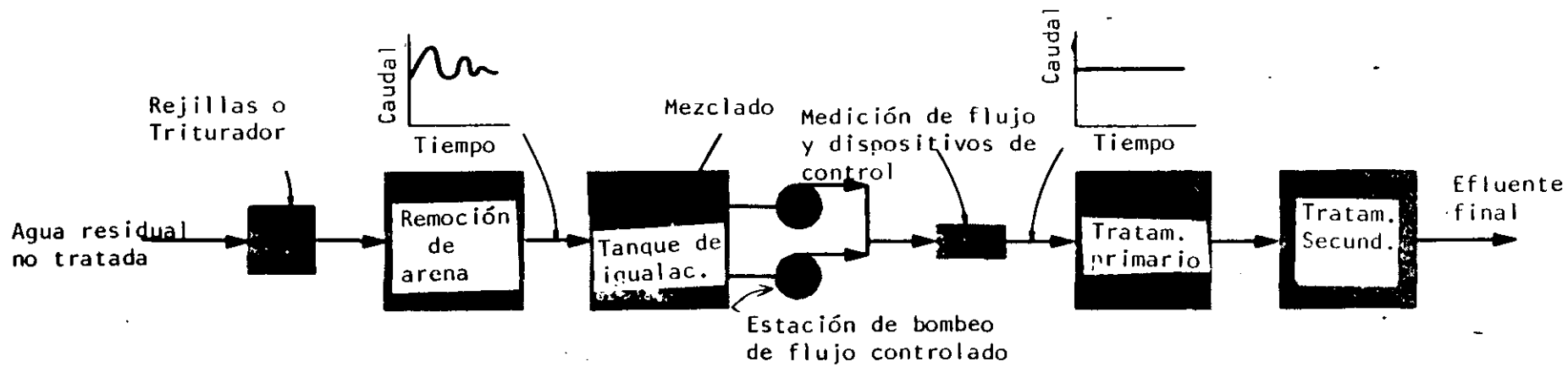
LOCALIZACION

Los tanques de igualación pueden localizarse ya sea en la línea del tratamiento (in line) o en paralelo, fuera de ella (side line). En la Figura 1 se presentan ambos tipos de localización.

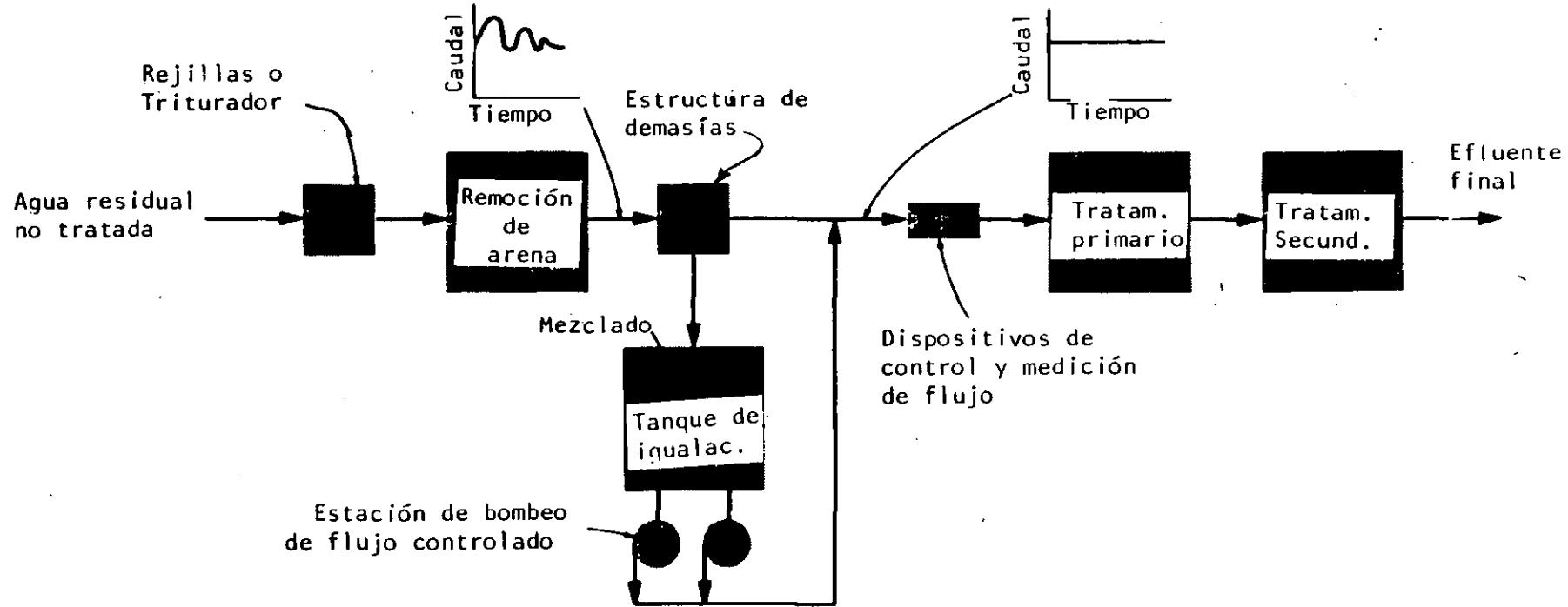
En el primer caso, el tanque recibe el total del gasto de entrada y se bombea mediante un caudal constante a las demás unidades de tratamiento. En los tanques construidos fuera de la línea de tratamiento, el flujo excedente al caudal promedio diario, se canaliza a éste tanque a través de una estructura derivadora. Cuando el caudal del influente es menor al promedio diario se tendrá que bombear agua desde este punto a las unidades de tratamiento subsecuentes.

El sistema colocado en línea, generalmente proporciona mayor amortiguamiento respecto a las concentraciones de DBO y SS que el sistema colocado en paralelo.

El tanque de igualación tendrá fluctuación en el nivel de agua por lo que será necesario instalar equipos mecánicos de aeración para mantener mezclados los sólidos en suspensión y preservarlos en condiciones aerobias.



(a)



(b)

Figura 1 Diagrama típico de una planta de tratamiento de aguas residuales con igualación de flujo (a) en línea, (b) fuera de la línea .

VOLUMEN

El volumen requerido para la igualación del caudal se determina mediante la utilización de una curva de masas, en la cual, se grafica el volumen acumulado del caudal del influente respecto a las diferentes horas del día. En la Figura 2 aparecen curvas de masa para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo.

Para determinar el volumen, se traza una línea tangente a la curva de masas del influente en forma paralela a la línea que representa el flujo promedio diario. Por tanto, el volumen requerido es igual a la distancia vertical desde el punto de tangencia a la línea recta que representa el flujo promedio diario. En caso de que la curva de masas vaya por arriba de la línea del flujo promedio se deberán trazar dos líneas paralelas a la línea del flujo promedio y tangentes a los extremos de la curva de masas del influente. Ver Figura 2 (b). En este caso, el volumen requerido es igual a la distancia vertical entre las dos líneas.

En la práctica, el volumen del tanque de igualación se incrementa de un 10 a un 20 por ciento respecto al calculado en la teoría para prever incrementos de flujo, espacio libre en los bordes, etc.

EJEMPLO

Utilizando los datos que aparecen en la Tabla 1, determine: 1) el volumen de almacenamiento requerido para la igualación del caudal, y 2) el efecto de la igualación en la carga de la DBO.

1. Determinar el volumen requerido del tanque de igualación

a) La primera etapa consiste en desarrollar la curva acumulada de masas del caudal de aguas residuales. Esto se realiza convirtiendo el caudal promedio durante cada intervalo de una hora a volumen en metros cúbicos, utilizando la siguiente expresión y posteriormente sumando en forma acumulada los volúmenes de cada hora.

$$\text{Volumen, m}^3 = \left(q_1, \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) \left(3600 \frac{\text{s}}{\text{h}} \right) (1.0 \text{ h})$$

Por ejemplo, para los tres primeros intervalos mostrados en la Tabla 1, los volúmenes horarios correspondientes son:

$$\begin{aligned} V_{m-1} &= (0.275 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h}) \\ &= 990 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Para el intervalo 1 - 2:

$$\begin{aligned} V_{1-2} &= (0.220 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h}) \\ &= 792 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

El flujo acumulado, expresado en metros cúbicos al final de cada intervalo se determina como sigue:

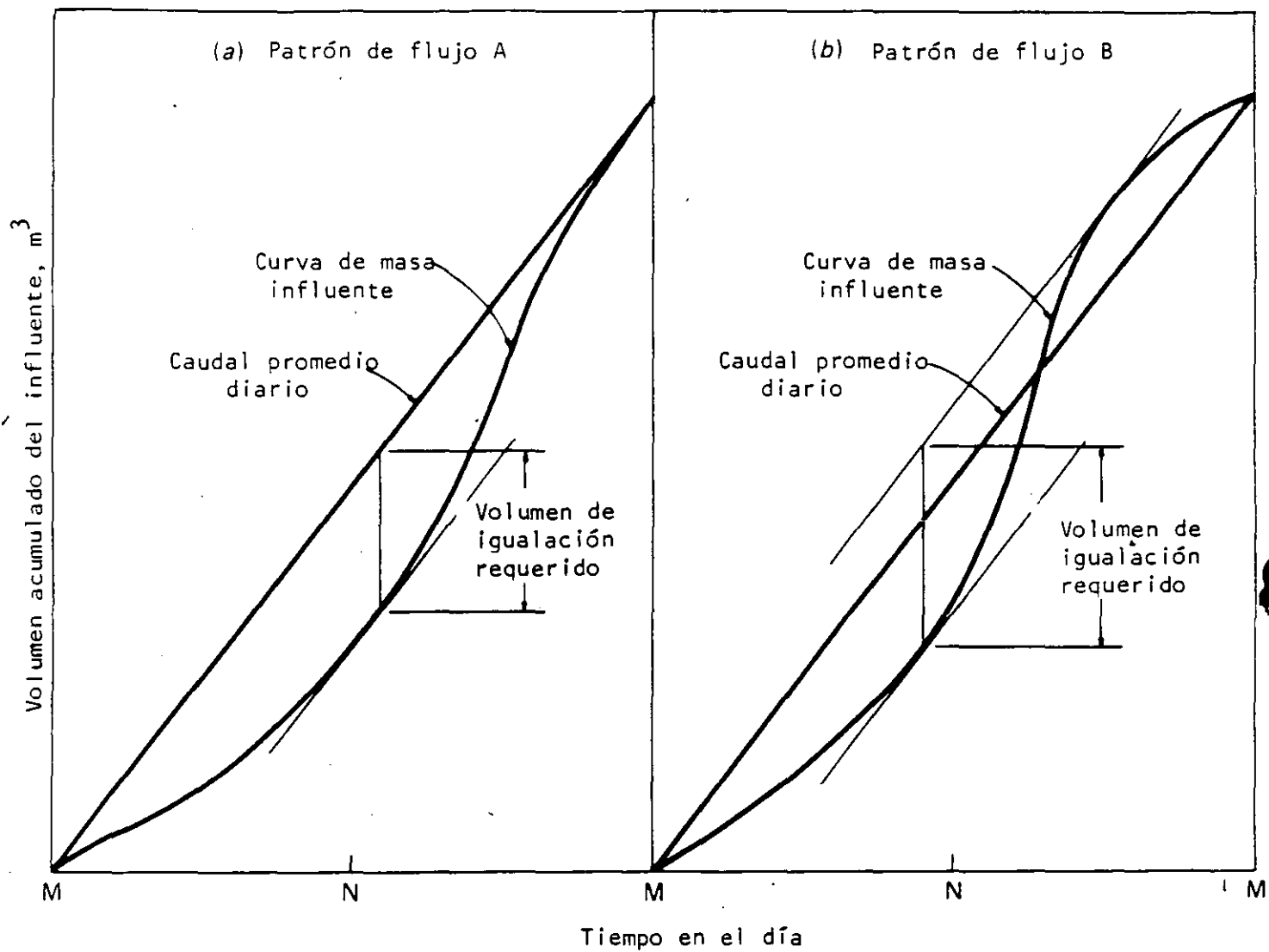


Figura 2 Curvas de masa para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo

Intervalo	Caudal promedio durante el intervalo, m ³ /s	Concentración promedio de DBO en el interv. mg/L	Volumen acumulado de flujo al final del int. m ³	Carga de DBO durante el intervalo, kg/h
M-1	0.275	150	990	149
1-2	0.220	115	1,782	91
2-3	0.165	75	2,376	45
3-4	0.130	50	2,844	23
4-5	0.105	45	3,222	17
5-6	0.100	60	3,582	22
6-7	0.120	90	4,014	39
7-8	0.205	130	4,752	96
8-9	0.355	175	5,030	223
9-10	0.410	200	7,506	295
10-11	0.425	215	9,036	329
11-N	0.430	220	10,584	341
N-1	0.425	220	12,114	337
1-2	0.405	210	13,572	306
2-3	0.385	200	14,958	277
3-4	0.350	190	16,218	239
4-5	0.325	180	17,388	211
5-6	0.325	170	18,558	199
6-7	0.330	175	19,746	208
7-8	0.365	210	21,060	276
8-9	0.400	280	22,500	403
9-10	0.400	305	23,940	439
10-11	0.380	245	25,308	335
11-M	0.345	180	26,550	224
Promedio	0.307			213

Tabla 1 Datos de caudal y Demanda Bioquímica de Oxígeno para determinar los efectos de la igualación del flujo del ejemplo

Al final del primer intervalo M-1:

$$V1 = 990 \text{ m}^3$$

Al final del segundo intervalo 1-2:

$$V2 = 990 + 792 = 1782 \text{ m}^3$$

El flujo acumulado para cada uno de los intervalos horarios se calcula de manera similar y se reporta en la Tabla 1.

b) La segunda etapa consiste en preparar una gráfica de los volúmenes acumulados del caudal. En la Figura 3, se puede observar que la pendiente de la línea trazada del origen al punto final de la curva representa el valor del caudal promedio diario que en este caso es igual a 0.307 m³/s.

c) La tercera etapa consiste en determinar el volumen de almacenamiento requerido. Esto se realiza trazando una línea tangente a la curva de masas en forma paralela a la línea que representa el caudal promedio diario. El volumen requerido se representa mediante la distancia vertical existente entre el punto de tangencia y la recta que representa el caudal promedio diario. En nuestro caso, este valor es:

$$\text{Volumen del tanque de igualación, } V = 4110 \text{ m}^3$$

2. Determinar el efecto del tanque de igualación en la carga de DBO. Existen varios métodos para hacer esto, sin embargo, posiblemente el más simple es el que consiste en hacer los cálculos necesarios iniciando con el intervalo horario en que el tanque de igualación se encuentra vacío. En nuestro caso, esto sucede a las 8:30 AM. (Ver Figura 4). Por lo tanto, los cálculos necesarios se desarrollarán iniciando con el intervalo de las 8 a las 9 AM.

a) El primer paso es calcular el volumen del agua en el tanque de igualación al final de cada intervalo de una hora. Esto se realiza restando el caudal horario regularizado del caudal del influente. El volumen correspondiente al caudal igualado o regularizado mostrado en la Figura 3 para un intervalo de una hora es de 1106 m³, es decir, $(26550 \text{ m}^3/\text{d})(1.0 \text{ h})/(24 \text{ h/d})$. Utilizando este valor, se calcula el volumen en almacenamiento mediante la siguiente expresión:

$$V_{sc} = V_{sp} + V_{ic} - V_{oc}$$

Donde:

V_{sc} = Volumen del tanque de igualación al final del intervalo en estudio

V_{sp} = Volumen del tanque de igualación al final del intervalo previo

V_{ic} = Volumen del influente durante el intervalo en estudio

V_{oc} = Volumen del efluente durante el intervalo en estudio

Es decir, utilizando los datos de la Tabla 1, el volumen de

igualación para el intervalo de las 8 a la 9 es:

$$V_{sc} = 0 + 1278 - 1106 = 172 \text{ m}^3$$

Para el periodo de las 9 a las 10 es:

$$V_{sc} = 172 + 1476 - 1106 = 542 \text{ m}^3$$

El volumen de almacenamiento para cada intervalo horario se ha calculado de manera similar y se reporta en la Tabla 2.

b). El segundo paso consiste en calcular la concentración promedio de DBO que sale del tanque de almacenamiento. Esto se realiza mediante la expresión que se presenta a continuación, la cual, se basa en suponer que el contenido del tanque de igualación está completamente mezclado:

$$X_{oc} = \frac{(V_{ic})(X_{ic}) + (V_{sp})(X_{sp})}{V_{ic} + V_{sp}}$$

Donde:

X_{oc} = Concentración promedio de DBO en la salida (efluente) del tanque de almacenamiento durante el intervalo en estudio, mg/L.

V_{ic} = Volumen de agua residual del influente durante el intervalo analizado, m^3

X_{ic} = Concentración promedio de DBO en el volumen de agua residual del influente, mg/L

V_{sp} = Volumen del agua residual en el tanque de almacenamiento en el intervalo previo, m^3

X_{sp} = Concentración de DBO en el agua residual en el tanque de almacenamiento al final del intervalo previo,

Utilizando los datos proporcionados en la Tabla 2, se calcula la concentración del efluente de la siguiente manera:

Para el periodo de 8 a 9:

$$X_{oc} = \frac{(1278 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/L}) + (0)(0)}{1278 \text{ m}^3} = 175 \text{ mg/L}$$

Para el periodo de 9 a 10:

$$X_{oc} = \frac{(1476 \text{ m}^3)(200) + (172 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/L})}{(1476 + 172) \text{ m}^3} = 197 \text{ mg/L}$$

Todos los valores de concentración se calculan de manera similar. Los resultados se reportan en la Tabla 2.

c) El tercer paso consiste en calcular la carga horaria utilizando

Inter- valo	Volumen del caudal duran- te el inter- valo, m ³	Volumen al- macenado al final del intervalo m ³	Concentración promedio de DBO durante el intervalo mg/L	Concentración de DBO homoge- nizada durante el intervalo mg/l	Carga de DBO homogenizada durante el intervalo kg/h
8-9	1278	172	175	175	193
9-10	1476	542	200	197	218
10-11	1530	966	215	210	232
11-N	1548	1408	220	216	239
N-1	1530	1832	220	218	241
1-2	1458	2184	210	214	237
2-3	1386	2464	200	209	231
3-4	1260	2618	190	203	224
4-5	1170	2680	180	196	217
5-6	1070	2746	170	188	208
6-7	1188	2828	175	184	203
7-8	1314	3036	210	192	212
8-9	1440	3370	280	220	243
9-10	1440	3704	305	245	271
10-11	1368	3966	245	245	271
11-M	1242	4102	180	230	254
M-1	990	3986	150	214	237
1-2	792	3672	115	196	217
2-3	594	3160	75	179	198
3-4	468	2522	50	162	179
4-5	378	1794	45	147	162
5-6	360	1048	60	132	146
6-7	432	374	90	119	132
7-8	738	0	130	126	139
Promedio					213

Tabla 2 Tabla de cálculo para la determinación de los valores de la carga de DBO homogenizada del ejemplo.

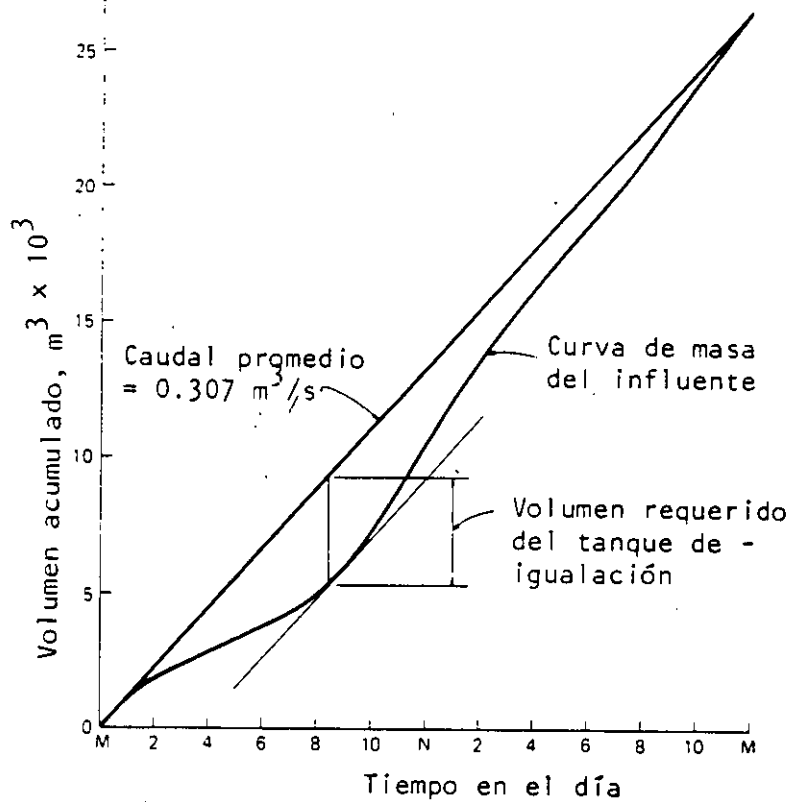


Figura 3 Curva de masas para la determinación del volumen del tanque de igualación del ejemplo

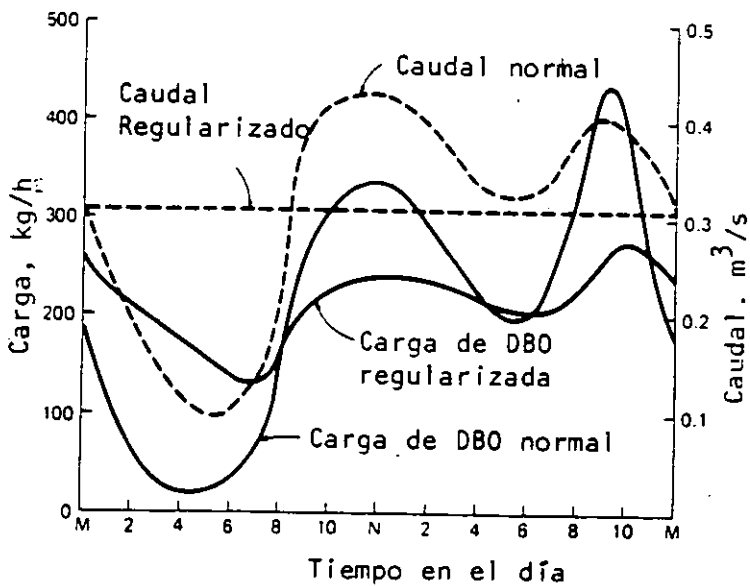


Figura 4 Graficación de los valores de caudal y carga de DBO normales y corregidos por igualación del flujo del ejemplo

la siguiente expresión:

$$\text{Carga, Kg/h} = \frac{(X_{oc}, \text{g/m}^3)(q_i, \text{m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})}{10000 \text{ g/Kg}}$$

Por ejemplo, para el intervalo de 8 a 9, la carga es de :

$$\frac{(175 \text{ g/m}^3)(0.307 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})}{1000 \text{ g/kg}} = 193 \text{ Kg/h}$$

Los valores para los intervalos restantes se presentan en la Tabla 2 y los valores sin igualación de flujo se reportan en la Tabla 1.

d) El efecto de la igualación del flujo puede mostrarse gráficamente, trazando la curva de carga de DBO con igualación y la curva de carga normal. Ver Figura 4.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

DESARENADORES, TEORIA Y DIMENSIONAMIENTO

M. EN I. BALTAZAR LUCERO RAMIREZ

DESARENADORES, TEORIA Y DIMENSIONAMIENTO

M en 9 BALTAZAR LUEERO RAMIREZ

1. INTRODUCCION

Los tanques desarenadores forman parte del tratamiento preliminar y se diseñan para eliminar la arena, aquí el termino arena incluye además, cascarras de huevo, pedazos de hueso, semillas, residuos de café molido y otros sólidos cuya gravedad específica es mayor que la de las partículas orgánicas putrescibles presentes en las aguas residuales. La necesidad de eliminar estos materiales radica en:

- a) Proteger el equipo mecánico y las bombas de abrasión y de un desgaste excesivo,
- b) Prevenir el taponamiento de tuberías y reducir el depósito de este material en los canales,
- c) Prevenir el efecto de cementación en el fondo de los tanques digestores y de sedimentación primaria y
- d) Reducir el efecto de acumulación en los tanques de aeración y en los digestores de lodos lo cual puede reducir su volumen útil.

II LOCALIZACION

Con el objeto de proporcionar mayor protección al equipo mecánico, se ha vuelto una necesidad la instalación de tanques desarenadores en la mayoría de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Normalmente, estas unidades se localizan antes del bombeo de las aguas residuales crudas, sin embargo, en algunas ocasiones los colectores de llegada se encuentran a tal profundidad que resulta impráctico y poco económico la instalación de los desarenadores antes del bombeo. En esa situación puede ser preferible bombear las aguas, a un punto de mayor accesibilidad a costa de un mayor mantenimiento en el equipo de bombeo.

III TIPOS DE DESARENADORES

La cantidad y calidad de la arena y el efecto de la misma en las unidades de tratamiento subsecuentes, son factores de gran importancia en la selección del desarenador. Asimismo, su selección puede estar influenciada por la pérdida de carga, los requerimientos de espacio y el tipo de equipo empleado en otras partes de la planta. Existen tres tipos de tanques desarenadores:

- a) de flujo horizontal o velocidad controlada
- b) desarenadores aereados, y
- c) los tanques de sección cuadrada o tanques de detritus.

En los desarenadores de tipo horizontal, el caudal pasa a través del tanque en dirección horizontal y la velocidad de flujo es controlada por las mismas dimensiones de la unidad o mediante el uso de vertedores de sección especial al final del tanque.

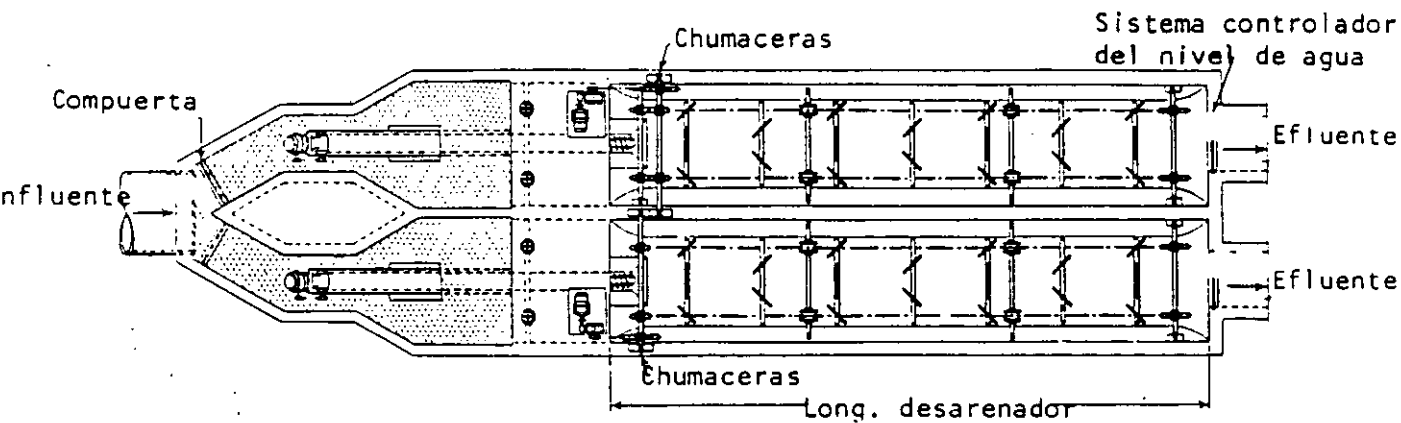
Los desarenadores aereados consisten en tanques sujetos a una aeración del tipo flujo en espiral donde la velocidad es controlada mediante sus dimensiones así como por la cantidad de aire suministrada a esa unidad.

Los desarenadores de sección cuadrada o tanques de detritus, son simplemente tanques de sedimentación en los cuales la arena y los sólidos orgánicos, sedimentan en forma conjunta; los sólidos orgánicos se separan posteriormente por medios mecánicos.

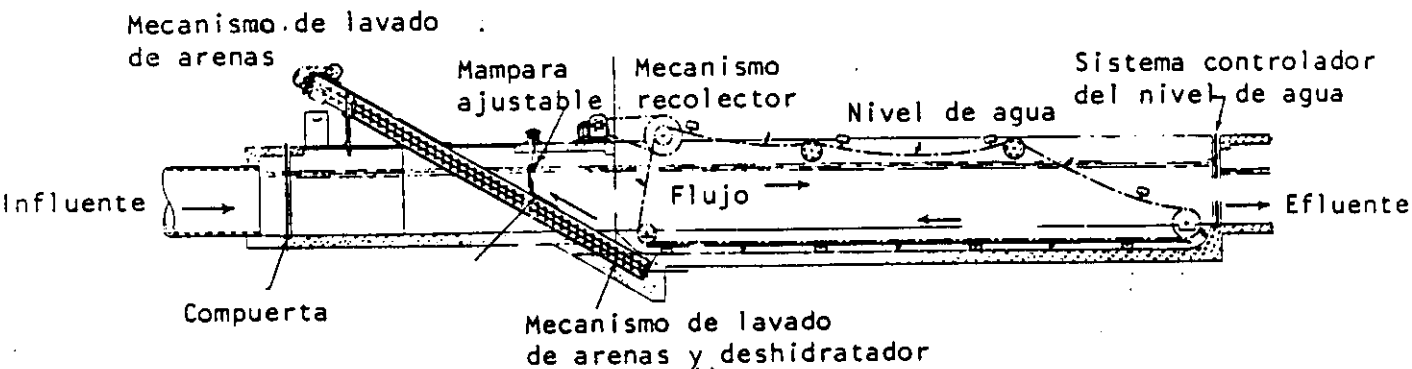
III.I Tanques desarenadores de flujo horizontal o velocidad controlada (Fig. 1).

Actualmente en México, la mayoría de tanques desarenadores son del tipo de flujo horizontal. Estos tanques se diseñan para mantener una velocidad de flujo cercana a 0.30 m/s. Esta velocidad conducirá las partículas orgánicas a través del tanque y tenderá a resuspender a aquellas que se hubieran sedimentado, sin embargo, permitirá la sedimentación de las arenas.

El diseño de este tipo de desarenadores deberá ser tal, que bajo las condiciones más adversas, las partículas de arena más ligeras lleguen al fondo del tanque antes de llegar a la salida del mismo.



(a) Planta



(b) Sección longitudinal

Figura 1. Detalles de un desarenador de flujo horizontal de doble canal y velocidad controlada

Normalmente, los tanques desarenadores son diseñados para eliminar las partículas que fuesen retenidas en la malla # 65, es decir, con un diámetro mayor a 0.21 mm. La longitud del canal estará regida por la profundidad requerida por la velocidad de sedimentación y la sección de control. El área transversal a su vez estará regida por el caudal y el número de canales. Es importante proveer cierta longitud adicional para tener en cuenta la turbulencia que se forma en la entrada y en la salida, recomendándose un mínimo de aproximadamente el doble de la profundidad a flujo máximo aunque a veces se puede utilizar una longitud máxima adicional del 50% de la longitud teórica.

En la Tabla 1 se presentan los datos típicos de diseño para este tipo de desarenadores:

TABLA 1. Datos típicos de diseño para desarenadores de flujo horizontal.

Concepto	Valor	
	Rango	Típico
Tiempo de retención, s	45-90	60
Velocidad horizontal, m/s	0.25-0.40	0.30
Velocidades de sedimentación en:		
Material retenido en la malla 65, m/min*	1.0-1.3	1.15
Material retenido en la malla 100, m/min*	0.6-0.9	0.75
Pérdida de carga en la sección de control como porcentaje de la profundidad del canal, %	30-40	36**
Estimación de la longitud adicional por el efecto de turbulencia en la entrada y en la salida	2 Dm ^{***} - 0.5L ^{****}	

* Si la gravedad específica de la arena es significativamente menor que 2.65 se deberán usar velocidades menores

** Uso de medidor Parshall como sección de control

*** Dm = Profundidad máxima en el desarenador

*** L = Longitud teórica del desarenador

III.2 Desarenadores aereados (Fig. 2).

El excesivo desgaste del equipo de manejo de la arena y el descubrimiento de acumulaciones de ese material en los tanques de aereación fueron las causas que fomentaron el uso de los desarenadores aereados. Por lo general, estos tanques se proyectan para proporcionar tiempos de retención de casi tres minutos a

caudal máximo. La sección transversal del tanque es semejante a la proporcionada para la circulación en espiral en los tanques de aereación de lodos activados. En la Tabla 2 se presentan los datos típicos de diseño.

La agitación o velocidad de rotación en el tanque, es el factor que rige el tamaño de las partículas de una gravedad específica determinada que serán eliminadas. Si la velocidad es demasiado grande la arena será arrastrada fuera del tanque y, si fuese demasiado pequeña habrá materia orgánica que se depositará junto con la arena. Afortunadamente, la cantidad de aire se puede ajustar fácilmente. Si se ajusta adecuadamente, se obtendrán porcentajes de eliminación de casi el 100% y la arena quedará bien lavada. El agua residual se desplaza a través del tanque siguiendo una trayectoria helicoidal y pasa dos o tres veces por el fondo del tanque a caudal máximo, e incluso más veces con caudales menores.

El agua residual deberá introducirse en dirección transversal al tanque.

La pérdida de carga en este tipo de tanque es mínima y la limpieza se puede realizar manual, mecánica e hidráulicamente. La limpieza mecánica se realiza a través de cucharones y transportadores y la limpieza hidráulica incluye eyectores hidráulicos o propulsores de alta velocidad.

TABLA 2. Datos típicos para el diseño de desarenadores aereados.

Concepto	Valor	
	Rango	Típico
Dimensiones:		
Profundidad, m	2-5	---
Longitud, m	7.5-20	---
Ancho, m	2.5-7.0	
Relación ancho-profundidad	1:1-5:1	2:1
Tiempo de retención a flujo máximo, min.	2-5	3
Suministro de aire, m ³ /m de longitud por min.	0.15-0.45	0.3
Cantidades de arena, m ³ /1000 m ³	0.004-0.0200	0.015

III.3 Desarenadores de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 3)

A este tipo de desarenadores se les llama también tanques de detritus y en ellos, tanto la arena como las partículas orgánicas son separadas mecánicamente antes de su remoción. La hidráulica en

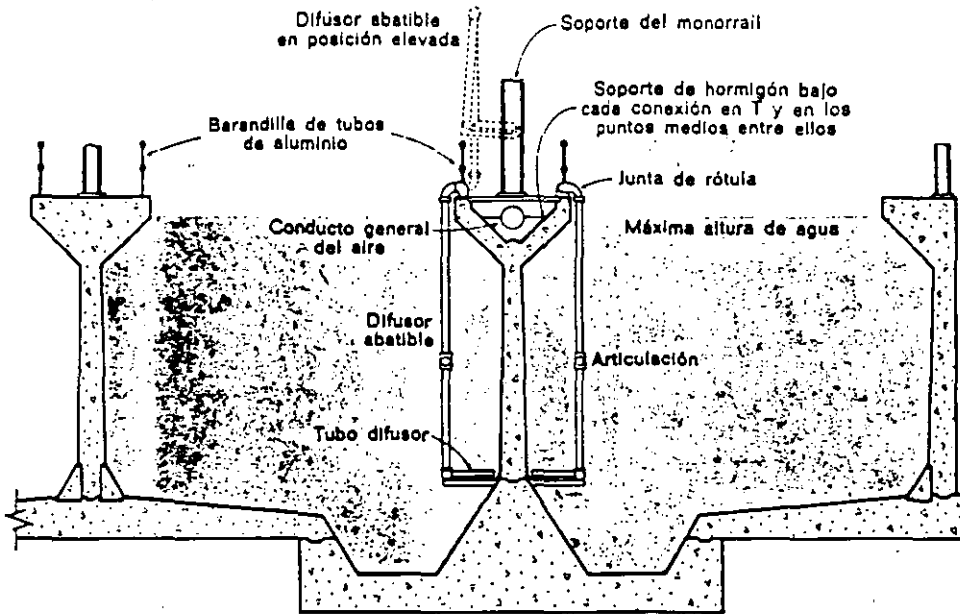


Figura 2. Sección transversal típica de un desarenador aerado

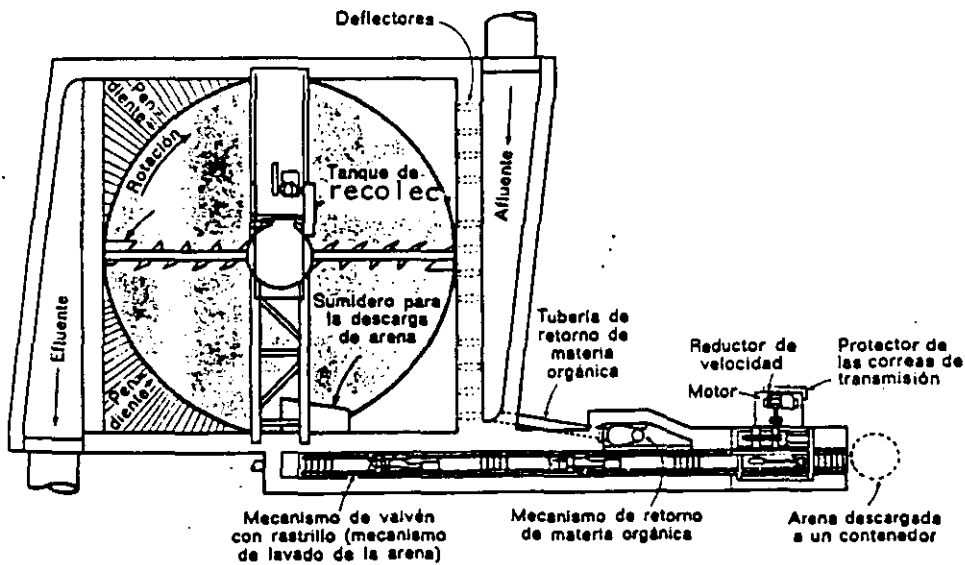


Figura 3. Desarenador de sección cuadrada o tanque de detritus

este tipo de tanques se controla a través de deflectores ajustables localizados en la entrada del mismo, que además aseguran una velocidad relativamente uniforme y una adecuada distribución del material. Igual que en los desarenadores aereados, la pérdida de carga es relativamente pequeña.

Aunque este tipo de desarenación se ha usado en otros países desde hace tiempo, en México, son pocas las plantas de tratamiento que cuentan con este tipo de unidades. A continuación se presentan algunas de sus ventajas.

1. Debido a que se diseñan con base al área, son capaces de eliminar hasta el 95% del material cuyo tamaño es mayor al de diseño. Esto, siempre y cuando el flujo no exceda del máximo de diseño
2. El material que se elimina en esta unidad, saldrá lavado y drenado y, su porcentaje de sólidos orgánicos no excederá del 3% en peso.
3. No existe la necesidad de proveer una velocidad uniforme en este tipo de desarenador cuando se trabaja a flujo variables.
4. El desgaste del equipo por abrasión es mínimo.

Entre sus desventajas están las siguientes:

1. En la práctica, es difícil obtener la distribución uniforme del flujo (caudal) mediante el uso de deflectores.
2. En tanques poco profundos (menos de 0.9m), se puede perder material debido a la agitación provocada por la rastra al pasar frente al vertedor de salida

En este tipo de desarenadores, los sólidos sedimentados son arrastrados a un depósito localizado en un extremo del tanque, desde donde son eliminados a través de un mecanismo rotatorio inclinado (normalmente una bomba de tornillo). En ese proyecto, los sólidos orgánicos son separados de la arena y regresados al tanque. Según Metcalf y Eddy, este tipo de desarenadores se diseñan con base a la carga superficial, la cual, depende del tamaño de las partículas y de su temperatura. En la figura 4 se presentan algunas curvas típicas de diseño.

IV CONTROL DE LA VELOCIDAD

En los desarenadores no aereados, el control de la velocidad dentro de la longitud efectiva del canal se realiza a través del uso de una sección de control, es decir: un vertedor proporcional, un vertedor Sutro, un medidor Parshall, etc. Estas secciones de control mantienen constante la velocidad dentro del canal en un rango amplio de flujos.

El vertedor proporcional y el tipo Sutor (Fig. 5) son ampliamente utilizados en este tipo de trabajos y al compararlos, la única diferencia es que el vertedor proporcional tiene ambos lados curvados y el vertedor Sutor tiene un lado curvado y un lado recto, es decir, es exactamente la mitad del vertedor proporcional. Para determinar las características del flujo cuando se usa un vertedor tipo Sutor como sección de control se pueden usar las siguientes ecuaciones:

$$x = b (1 - 2/\pi \tan^{-1} \sqrt{y/a}) \quad (1)$$

$$Q = b \sqrt{2ag} (h + 2/3 a) \quad (2)$$

$$Q_1 = 2/3 b \sqrt{2g} [(h + a)^{3/2} - h^{3/2}] \quad (3)$$

Donde:

a.b = Constantes típicas del vertedor

y = Altura del líquido

x = Anchura del vertedor a la superficie líquida

h = Altura total del vertedor

Q = Gasto total del vertedor Sutor

Q₁ = Gasto a través de la porción rectangular del vertedor Sutor.

Como se ha mencionado, las descargas para un vertedor tipo proporcional serían simplemente el doble de las obtenidas por las ecuaciones 2 y 3.

Las fórmulas anteriores se utilizan para determinar la forma de un vertedor para una capacidad específica. Seleccionando dimensiones apropiadas para a ó b y h, la variable remanente que puede ser a ó b puede determinarse sustituyendo en la ecuación apropiada. Una vez determinadas a y b, x puede calcularse para cualquier valor de y.

V. CANTIDAD DE ARENA

Las cantidades de arena pueden variar enormemente de una localidad a otra, dependiendo del tipo del sistema de alcantarillado, características de la zona drenada, el estado en que se encuentran las alcantarillas, el tipo de descargas industriales y la proximidad y uso de playas arenosas. Los valores típicos están reportados en la Tabla 2.

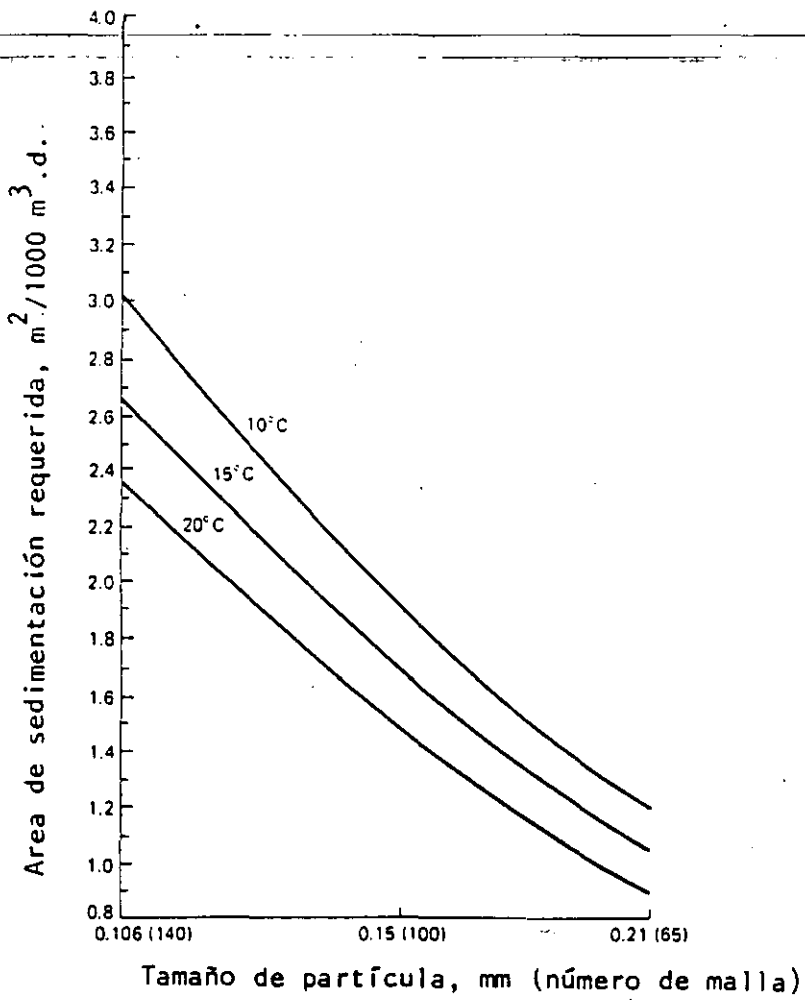


Figura 4. Area requerida por cada 1000 m³ de aguas residuales para la sedimentación de partículas con gravedad - específica = 2.65 a las temperaturas indicadas.

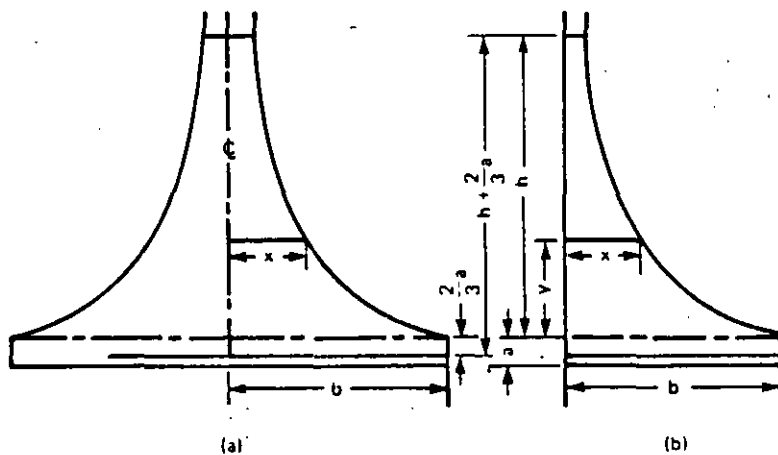


Figura 5. Elementos de un vertedor proporcional (a) y de un vertedor tipo Sutro (b)

VI. DISPOSICION O ELIMINACION DE ARENAS

Posiblemente, el método más común de disposición o eliminación de arenas sea el relleno sanitario para evitar condiciones desagradables. En países desarrollados, las arenas son incineradas junto con los lodos. Es recomendable sin embargo, lavar las arenas antes de su disposición.

VI.1 Lavado

El caracter de la arena normalmente recolectada en los desarenadores de flujo horizontal varía ampliamente desde lo que podría considerarse una arena limpia hasta aquella que contiene gran proporción de materia orgánica putrescible. La arena sin lavar puede contener hasta un 50% o más de materia orgánica. Este material a menos que se elimine rápidamente puede atraer insectos y roedores y tiene además un olor desagradable.

Existen varios tipos de lavadores de arenas. Uno de ellos, se basa en un tornillo o rastra inclinada que proporciona la agitación necesaria para la separación de la arena de la materia orgánica y, al mismo tiempo, eleva la arena lavada hasta un punto de descarga situado por encima del nivel del agua.

VII EJEMPLOS

VII.1 Diseño de un desarenador de flujo horizontal

Datos:

Gasto medio (un solo canal) = $Q_m = 104.54 \text{ l/s}$

Tipo de limpieza: manual

Carga superficial: $C_s = 0.023 \text{ m}^3/\text{s.m}^2$ a 20°C en aguas residuales domésticas.

"Experimental Sewage Treatment", Imhoff y Fair.

Tamaño de partículas a eliminar = 0.20 mm y mayores.

Velocidad de sedimentación de partículas de 0.20 mm de diámetro en agua limpia a 20°C . "Wastewater Treatment". Fair, Geyer y Okun,
 $V_s = 2.54 \text{ cm/s}$

$1 < R < 10$; $R = \text{No. de Reynolds}$

Gravedad específica de las partículas = 2.65

Solución:

1. Area horizontal del canal desarenador:

$$A_h = Q_m / C_s = \frac{101.54 \text{ l/s} \times 1 \text{ m}^3 / 1000 \text{ l}}{0.023 \text{ m}^3 / \text{s} \cdot \text{m}^2} = 4.545 \text{ m}^2$$

2. Longitud del canal (suponiendo un ancho = 0.60 m):

$$L = A_h / \text{ancho} = \frac{4.545 \text{ m}^2}{0.60 \text{ m}} = 7.575 \text{ m.}$$

Cuando está lleno el depósito para acumular arena, la velocidad horizontal del flujo a lo largo del canal debe ser: $V_h = 0.35 \text{ m/s}$

Cuando no hay arena, $V_h = 0.30 \text{ m/s}$.

La velocidad de arrastre de las partículas de arena es de aproximadamente:

$$V_a = 0.60 \text{ m/s.}$$

3. Area transversal del canal cuando no contiene arena:

$$A_t = Q / V_h = \frac{0.10454 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.30 \text{ m/s}} = 0.3485 \text{ m}^2$$

$$A_t = Q / V_h = \frac{0.10454 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.35 \text{ m/s}} = 0.2987 \text{ m}^2 \text{ (cuando tiene arena)}$$

4. Tirante si el canal tiene arena:

$$h_{c.a.} = A_t / \text{ancho} = \frac{0.2987 \text{ m}^2}{0.60 \text{ m}} = 0.498 \text{ m.}$$

Tirante si el canal no tiene arena:

$$h_{s.a.} = A_t / \text{ancho} = 0.3485 \text{ m}^2 / 0.60 \text{ m} = 0.581 \text{ m.}$$

Diferencia de tirantes: $0.581 - 0.498 = 0.083 \text{ m.}$

5. Volumen para depósito de arena:

$$V_{arena} = (0.083 \text{ m}) (0.60 \text{ m}) (7.575 \text{ m}) = 0.378 \text{ m}^3$$

6. Producción de arena:

Si las aguas residuales acarrean aproximadamente $0.20 \text{ m}^3 / \text{semana}$ de arena (0.3 toneladas por semana), el tiempo requerido para llenar el espacio disponible será:

Tiempo = Vol. disponible/generación por semana

$$= \frac{0.378 \text{ m}^3}{0.20 \text{ m}^3/\text{sem.}}$$

$$= 1.9 \text{ semanas}$$

Por lo tanto, se debe retirar la arena cada dos semanas (Fig. 6).

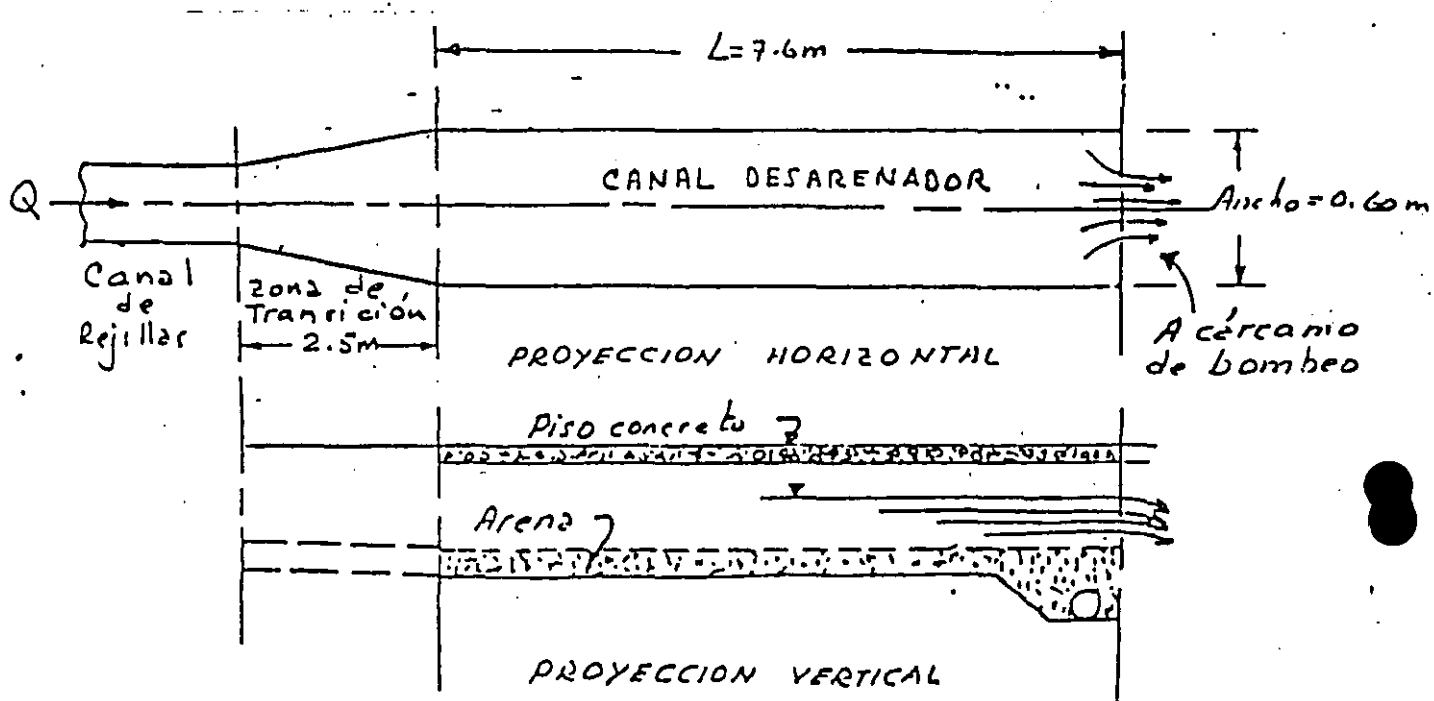


Figura 6 Desarenador del ejemplo VII.1

VII.2 Diseño de un desarenador aerado

Datos

Diseñar un desarenador aerado para el tratamiento de aguas residuales municipales.

El gasto promedio es de $0.5 \text{ m}^3/\text{s.}$, y el gasto máximo (pico) = $1.38 \text{ m}^3/\text{s.}$

Solución:

1. Determinar el volumen del desarenador. Debido a que será necesario drenar el tanque periódicamente para mantenimiento rutinario, se usarán dos tanques desarenadores. Suponiendo que el tiempo de retención promedio a gasto máximo es igual a 3 minutos:

$$\begin{aligned}\text{Volumen del desarenador} &= (1/2)(1.38 \text{ m}^3/\text{s}) 3 \text{ min} \times 60 \text{ s/min} \\ &= 124.2 \text{ m}^3\end{aligned}$$

2. Determinar las dimensiones del desarenador. Usar una relación profundidad/ancho de 1.2:1 y suponer que el ancho = 3.0 m.

a) La profundidad = 1.2 (3 m) = 3.6 m.

b) Longitud = Volumen/ancho por profundidad = $124.2 \text{ m}^3 / 3 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} = 11.5 \text{ m}$

c) Incrementar la longitud un 15% para tomar en cuenta las condiciones de entrada y salida: Longitud ajustada = $11.5 \text{ m} \times 1.15 = 13.2 \text{ m}$.

3. Determinar el requerimiento del suministro de aire. Suponer que 0.04 m³/min. m de longitud serán adecuados:

$$\begin{aligned}\text{Requerimiento de aire (en longitud)} &= 13.2 \text{ m} \times 0.04 \text{ m}^3/\text{min. m} \\ &= 0.53 \text{ m}^3/\text{min.}\end{aligned}$$

4. Estimar la cantidad de arena que debe ser manejada. Suponer un valor de 0.050 m³ por cada 1000 m³ de aguas residuales:

$$\begin{aligned}\text{Volumen de arena} &= (1.38 \text{ m}^3/\text{s}) \times 86400 \text{ s/d} \times 0.050 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3 \\ &= 5.96 \text{ m}^3/\text{d}\end{aligned}$$

OBSERVACION: En el diseño de desarenadores aerados es especialmente importante que el tamaño de las unidades para el manejo de la arena este basado en el gasto máximo.

VIII. BIBLIOGRAFIA

- 1) WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION AND AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, "Water Treatment Plant Design" MOP/8, Water Pollution Control Federation, Washington, D.C., 1977.

- 2) METCALF AND EDDY, INC., "Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse", McGraw-Hill, New York, 1979.
- 3) METCALF Y EDDY, INC, "Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales". Editorial Labor, 1981.
- 4) QASIM, S.R., "Wastewater Treatment Plants: Planning Design and Operation", CBS Colleague Publishing, New York, 1985.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

FILTROS ROCIADORES (BIOFILTROS)

ING. ADMUNDO IZURIETA R.

FILTROS ROCIADORES

Los filtros rociadores (FR) se utilizan para tratar las aguas residuales domésticas e industriales. A continuación se indican algunos aspectos sobre sus características, diseño y funcionamiento:

1. Tienen como objetivo el tratamiento secundario de las aguas residuales.
2. El proceso consiste en reducir la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) percolando el líquido sobre microorganismos (bacterias) existentes en un medio compuesto por roca o plástico.
3. Los primeros FR operaron a tasas bajas, con el inconveniente de requerir áreas muy extensas.
4. En la actualidad las tasas y profundidades son mayores porque se utilizan medios cuya superficie efectiva es alta.
5. La eficiencia de los filtros rociadores y las dificultades en la operación dependen de la calidad de las aguas residuales.
6. Los FR de baja tasa no requieren equipo de bombeo para la recirculación, por esa razón tienen buena aplicación para el tratamiento de las aguas residuales de localidades pequeñas.

Especificaciones

Para el diseño adecuado y el buen funcionamiento de los filtros rociadores es necesario cumplir con ciertas especificaciones.

1. La DBO no debe ser mayor a 500 mg/l para asegurar condiciones aerobias. En caso que las aguas residuales tengan una DBO mayor el filtro deberá diseñarse con recirculación.
2. Cuando el medio de relleno con una superficie específica alta (m^2/m^3), la carga hidráulica debe no ser muy elevada para evitar una alta cantidad de biomasa que impide la libre circulación del líquido, ocasionando su inundación.
3. El pH de las AR debe ser tal que el exceso de acidez o alcalinidad debe neutralizarse en las capas superiores del filtro, problema que puede obviarse diseñando con recirculación del efluen-

te.

4. El proceso aerobio requiere oxígeno para la conversión del carbono y nitrógeno de la materia orgánica. En las primeras capas del FR se efectúa la liberación del NH_3 y en las siguientes o profundas se forman los nitritos (NO_2) y nitratos (NO_3).
5. La selección de la profundidad del filtro dependerá de la carga orgánica que se aplique, expresada en kilogramos de DBO_5 por metro cúbico (m^3) por día.
6. Para medios de relleno constituidos por rocas la profundidad varía de la 3 metros, cuando el medio es de plástico pueden llegar a tener 12 metros. El tamaño de la roca puede ser de 5 a 10 cm. de diámetro. Un medio pequeño puede obturar el filtro limitando la circulación del aire, uno grande reduce el área de contacto del líquido con la biomasa adherida a la roca y baja la eficiencia.

Metodología para el diseño

Basicamente existen tres métodos para el diseño de los FR:

- Método del Consejo Nacional de Investigación -CNI (United States National Research Council).
- Método de K.L.Schulze
- Método de Schulze modificado (Eckenfelder).

METODO DEL CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACION

1. Es una metodología empírica basada en casos en los que las características de las aguas residuales fueron similares.
2. La eficiencia del filtro se determinan mediante la fórmula:

$$E = \frac{100}{1 + C \left(\frac{W}{V.F} \right)^{1/2}}$$

E = eficiencia o porcentaje de remoción de la DBO

W = peso de la DBO aplicada por día (lb/día)

V = volumen del filtro (acre/pie)

F = número de pasadas efectivas por el filtro

C = coeficiente (0.0085 en el sistema inglés y 0.44 en el métrico).

El valor de F se determina con la fórmula:

$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1R)^2}$$

R = relación de reciclaje (flujo total con el que recircula)

METODO DE K.L.SCHULZE

Matemáticamente se expresa con la formula:

$$\frac{L_e}{L_i} = e^{-k \cdot t} \quad t = \frac{D}{Q^{0.67}}$$

L_e = DBO₅ del efluente (mg/l)

L_i = DBO₅ del influente (mg/l)

t = tiempo de contacto

D = profundidad del filtro (pies)

Q = carga hidráulica (millones gal/acre/día -MGAD)

k = constante igual a 0.3

Para la solución de los problemas se calcula el valor de Q y luego el volumen (V) aplicando la formula:

$$V = \frac{G_d}{Q} \cdot D$$

V = volumen (acre/pie)

G_d = millón/galones /día (MGD)

D = pies

METODO DE K.L.SCHULSE MODIFICADO

La metodología de Schulze fue analizada detenidamente por W. Eckenfelder, tomando en consideración que el proceso del filtro rociador es similar al de lodos activados, pero con operación intermitente.

1. El medio de relleno del filtro (piedra, plástico, etc) al ponerse en contacto con las aguas residuales forma una película biológica (biomasa), constituida por una zona anaerobio y otra aerobia que dependerán de la difusión del oxígeno disuelto en las aguas residuales o del aire que circula en el medio. Matematicamente podría expresarse con la fórmula:

$$\frac{S_e}{S_o} = E - k \cdot X_v \cdot t$$

- S_e = DBO₅ del efluente (mg/l)
- S_o = DBO₅ del influente (mg/l)
- k = coeficiente
- X_v = sólidos volátiles
- t = tiempo de retención

El tiempo medio de retención (t_m) es:

$$t_m = \frac{C \cdot D^m}{Q^n}$$

- Q = carga hidráulica en galones por minuto por pie cuadrado (gpm/p²).
- D = profundidad del filtro (pies)
- C, n, m = coeficientes

La masa biológica dependerá del área y de la naturaleza del

material que constituye el filtro (Λ_v).

$$\frac{S_e}{S_o} = E - \frac{k \cdot Av \cdot D^m}{Q^n}, \text{ haciendo } K = k \cdot Av$$

$$\frac{S_e}{S_o} = E - \frac{K \cdot D^m}{Q^n}$$

Para tener una idea del valor de los coeficientes podemos citar algunos ejemplos

Clase de medio	Av	n	C
Vidrio (esferas)	85	0.65	9.5
Roca (2.5-4.0 pulg)	-	0.408	4.15
Asbesto	85	0.80	8.0

Para obtener mejores eficiencias se requiere recircular el líquido, lo que equivale a diluir la DBO del influente.

$$\frac{S_e}{S_a} = E - \frac{K \cdot D^m}{Q^n}$$

S_a = contenido orgánico por dilución

$$S_a = \frac{S_o + N \cdot S_e}{1 + N}$$

N = relación del reciclo

Experimentalmente se pueden determinar los coeficientes "n" y "K", mediante experiencias relativamente sencillas en columnas transparentes que soportan medios aclimatados y que reciben cargas hidráulicas variables.

Clasificación de los filtros

En las publicaciones sobre el tema los autores emplean diferentes criterios para la clasificación de los filtros, así por ejemplo

la carga hidráulica expresada en m³/m³/día, la carga superficial en m³/m²/día y la carga orgánica en Kg de DBO₅/m³/día. Lógicamente, en el sistema inglés las unidades son las libras y frecuentemente el volumen en acre/pie (un acre es 4,047 m². Cada país tiene sus propios valores para filtros rociadores de tasa baja o para los de tasa alta, sintetizamos los valores para Estados Unidos y Japón

<u>Estados Unidos</u>	Carga hidráulica	Carga orgánica
Tasa baja	1 - 4 m ³ /m ² /día	0.08-0.4 kg/m ³ /día
	25-100 gal/pie ² /día	5-25 lb/1000 p ³ /día
	1 - 5 MG/acre/día	220-1100 lb/acre/pie/d.
Tasa alta	8-40 m ³ /m ² /día	0.4-50 Kg/m ³ /día
	200-1000 gal/p ² /día	25-300 lb/1000 p/día
	10-50 MG/acre/día	1100-13000 lb/acre p/d

Japón

Tasa baja	1.3 m ³ /m ² /día	menor 0.3 kg/m ³ /día
	32 gal/pie cuad./d	19 lb/1000 p ³ /día
	1.4 MG/acre/día	820 lb/acre pie/día
Tasa alta	15-25 m ³ /m ² /día	3 kg/m ³ /día
	370-610 gal/p ³ /día	190 lb/1000 p ³ /día
	16-27 MG/acre/día	8200 lb/acre-pie/día

Eficiencia

Se sobreentiende que la eficiencia de los filtros rociadores variará de acuerdo a la calidad de las aguas residuales y al proceso mismo de tratamiento. La recirculación puede favorecer la calidad del efluente, esto es dependiendo de instalaciones sanitarias de mayor costo por el bombeo de las aguas residuales.

Esquemáticamente se indican algunas posibilidades de recirculación de las aguas y el empleo de filtros rociadores en serie para un sistema de tratamiento que utiliza sedimentación primaria y secundaria.

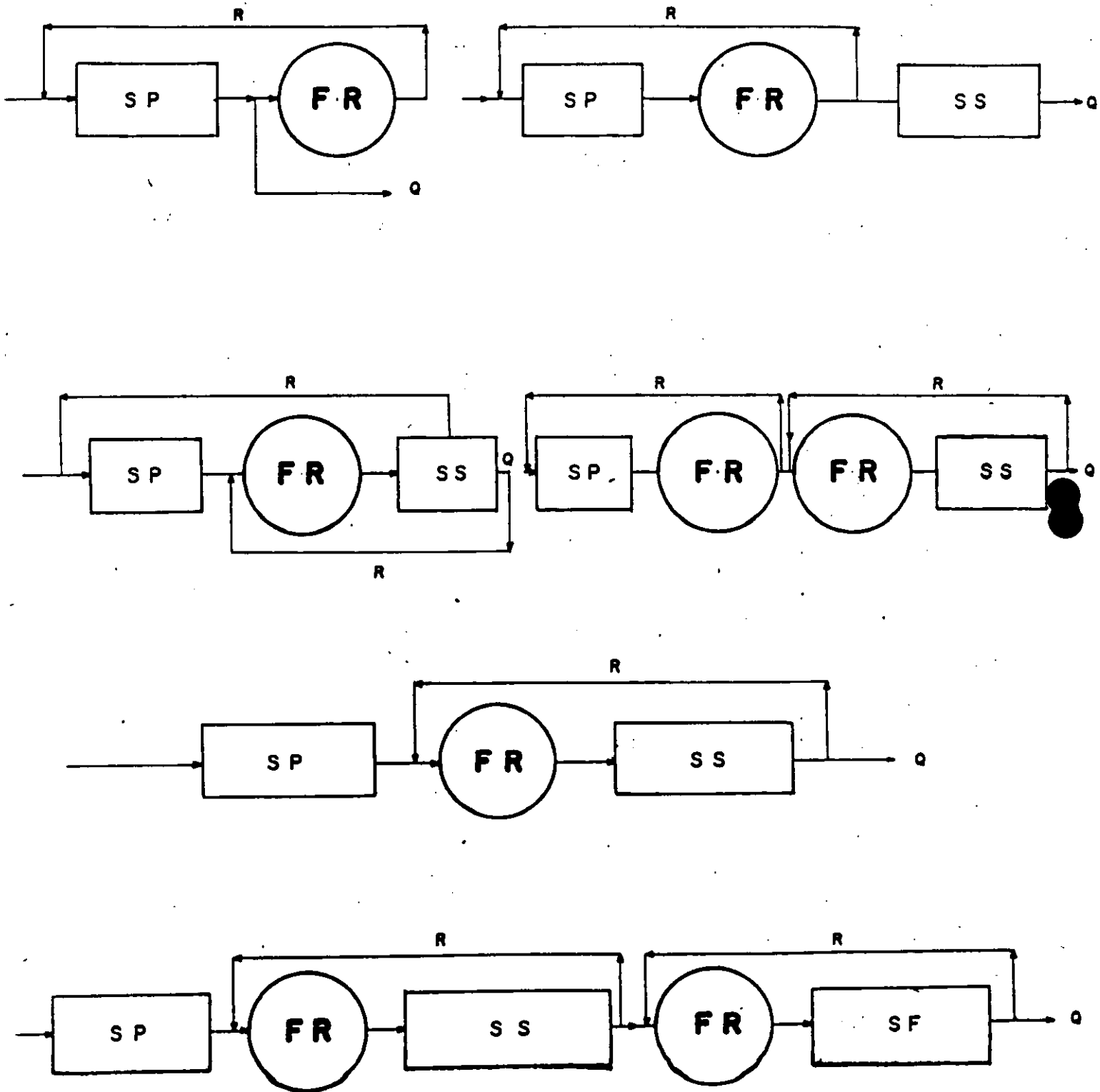
En los últimos años los filtros rociadores han dejado de ser la solución ideal para el tratamiento de las aguas residuales, a pesar de lo anterior son una buena solución para localidades pequeñas, instituciones y aguas residuales provenientes de la industria. Hay varias razones para estas actitudes.

Aplicaciones

Los filtros rociadores constituyen el método adecuado para el tratamiento de las aguas residuales municipales e industriales, siempre que no se quiera obtener un efluente de alta calidad. Constituyen la solución para el tratamiento de:

1. Localidades medianas y pequeñas
2. Instituciones (hospitales, escuelas, hoteles)
3. Industria textil (algodón)
4. Industria para el procesamiento de pieles (curtidorías)
5. Lavanderías (tintorerías)
6. Enlatado de alimentos
7. Industria láctea (alto contenido orgánico)
8. Industria de la cerveza
9. Empacado de la carne
10. Industria del café

RECIRCULACION EN FILTROS ROCIADORES



Material de consulta

1. Water Quality Engineering for Practicing Engineers
W. Wesley Eckenfelder, Jr.
2. Biological Process Design for Wastewater Treatment
Larry D. Benefield and Clifford W. Randall.
3. Community Wastewater Collection and Disposal
D.A.Okun and G. Ponghis. World Health Organization



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUATRIALES Y REUSOS**

LAGUNAS AIREADAS MECANICAMENTE

ING. EDMUNDO IZURIETA R.

LAGUNAS MECANICAMENTE AIREADAS

1. Son procesos aerobios, mecánicamente aireados, para el tratamiento de las aguas residuales.
2. La transferencia de oxígeno se efectúa mediante el empleo de aeradores superficiales, por eso se las denomina lagunas mecánicamente aireadas.
3. Debido a factores de turbiedad, turbulencia y otros el crecimiento de algas es prácticamente nulo.
4. Son estanques relativamente profundos, de 2.4 a 5.4 m. (8 a 18 pies).
5. Hay dos tipos de lagunas: las "aerobias" (todos los sólidos se mantienen en suspensión) y las "facultativas" (parte de los sólidos se sedimentan o depositan en el fondo).
6. Los sólidos en suspensión en este tipo de lagunas es variable pudiendo fluctuar de 1,000 a 5,000 mg/l.
7. La remoción de la DBO, al igual que en los lodos activados, es función del tiempo de retención, la concentración de sólidos biológicos, la temperatura y la naturaleza de las agua residuales
8. La transferencia de oxígeno se efectúa mediante aeradores superficiales de baja y alta velocidad y sistemas de difusión del aire. La mezcla del líquido con el gas es un asunto muy importante.
9. El equipo de aeración superficial difieren en su potencia, en las lagunas aireadas aerobias es mayor que en las facultativas.
10. Para mantener los sólidos en suspensión se requiere una potencia de 14 a 20 hp por un millón de galones (2.8 a 3.9 watts / m³)
11. Las lagunas aireadas tienen múltiples aplicaciones en el tratamiento de las aguas residuales municipales (domésticas) e industriales (pulpa, papel, enlatados de productos alimenticios y otros).
12. Es muy importante tener en cuenta los nutrientes para el tratamiento de las aguas residuales, mejores porcentajes de remoción y períodos de retención menores se requieren para aguas que contienen adecuadas cantidades de nutrientes.
13. El fundamento biológico de las lagunas mecánicamente aireadas es similar al de los lodos activados

14. Este tipo de laguna tiene la ventaja que no requiere grandes áreas. Los tiempos de retención son menores porque el suministro de oxígeno se hace mecánicamente.

15. Para el tratamiento de aguas residuales municipales es adecuada la existencia de nutrientes (nitrógeno y fósforo), lo que es necesario cuidar en el tratamiento de aguas industriales.

Bases para el diseño de lagunas aireadas

1. Como se mencionó en el numeral 13 las bases biológicas de estas lagunas son similares a la de los lodos activados.

Se utiliza la nomenclatura o simbología establecida:

θ_c = período de retención

$$\theta_c = \frac{(X)_T}{(AX/At)_T} \quad A = \text{delta } (\Delta)$$

$(X)_T$ = biomasa activa total

$(AX/At)_T$ = biomasa removida en el día

$$\theta_c = X V / X Q = V/Q$$

$$\theta_c = t$$

2. Hay que efectuar un balance de la biomasa:

Cambio de la biomasa = biomasa que se genera - biomasa que sale

$$\left(\frac{dX}{dt}\right)_v = \left(\frac{dX}{dt}\right)_g - Q X$$

de esta igualdad se llega a la ecuación:

$$1/\theta_c = Y_T \frac{(dS/dt)_u}{X} - K_d$$

El significado de los terminos de esta expresión:

Y_T = máximo valor de crecimiento de la biomasa (producción).

$(dS/dt)_u$ = tasa total de utilización del substrato

K_d = coeficiente de decrecimiento bacteriano

3. Hay que efectuar un balance del substrato

cambio del substrato = substrato que entra - substrato que desaparece

$$(dS/dt) V = Q S_o - (dS/dt)_u + Q S_e$$

Estado el substrato en equilibrio $(dS/dt)=0$

$$(dS/dt) = \frac{Q (S_o - S_e)}{V}$$

4. Hay una relación entre la tasa de utilización del substrato a la concentración de microorganismos en el reactor y a la concentración del substrato que rodea a los microorganismos (Lawrence and McCarty), la que se expresa así:

$$(dS/dt)_u = \frac{k \cdot x \cdot S}{K_s + S}$$

$(dS/dt)_u$ = tasa de utilización total del substrato

k = tasa específica máxima de utilización del substrato

S = concentración del substrato alrededor de la biomasa

K_s = constante de saturación (tiene un valor igual al del substrato cuando $\frac{(dS/dt)_u}{X} = 1/2k$)

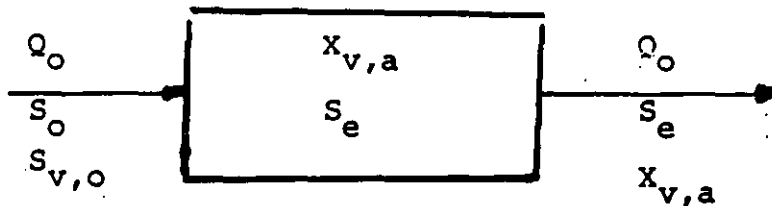
x = concentración de la biomasa activa

Metodología para el diseño de las lagunas aireadas

A continuación tenemos un resumen de las principales ecuaciones ma-

temáticas que se utilizan para el dimensionamiento de las lagunas aireadas.

En el esquema se indica con la letra S el substrato y con X la biomasa



1. Período de retención (θ_c)

$$\theta_c = \frac{X_{v,a} \cdot V}{AX_v} = \frac{\text{MLVSS (lb.) en la laguna}}{\text{producción neta de VSS (lb/día)}}$$

$$= \frac{X_{v,a} \cdot V}{Q_o (X_{v,a} - X_{v,o})} = \frac{X_{v,a}}{X_{v,a} - X_{v,o}} \cdot t$$

2. Remoción de la DBO_5

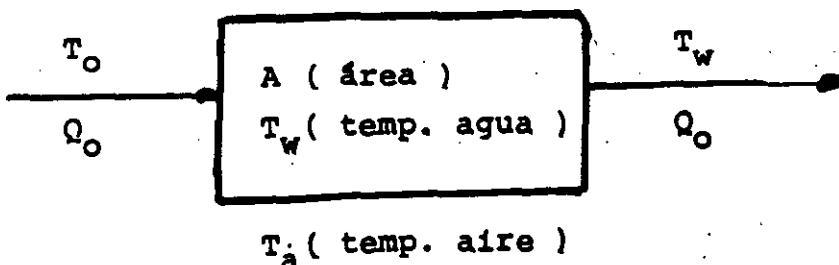
$$\frac{S_o - S_e}{t} = K \cdot S_e$$

$$\frac{S_e}{S_o} = \frac{1}{(1 + K \cdot t)}$$

$$t = V/Q_o$$

3. Temperatura en la laguna

En el esquema se indican las equivalencias de T_o, T_a, T_w, Q_o, A .



$$T_w = \frac{(A.F.T_a + Q_o.T_o)}{(A.F + Q_o)} \quad ; \quad F = 12.10^{-6}$$

4. Efecto de la temperatura en el valor de K

Para calcular el valor de K de acuerdo a la temperatura será necesario aplicar la fórmula:

$$K_{T_w} = K_{20} \cdot \theta^{T_w - 20}$$

Los valores de θ son 1.135 (4 a 20°C) o 1.056 (20 a 30°C).

5. Los requerimientos de oxígeno

Para determinar las características del equipo hay que calcular las libras de oxígeno requeridas por día:

$$\begin{aligned} \text{lb.O}_2/\text{día} &= a (S_o - S_e) \cdot Q_o + b.X_{v,a} \cdot V \\ &= a (S_r \cdot Q_o) + b X_{v,a} \cdot V \end{aligned}$$

6. Balance de la biomasa

Para efectuar el balance de la biomasa hay que calcular:

biomasa producida (MLVSS) menos biomasa oxidada (MLVSS empleada en la respiración endógena).

$$\begin{aligned} \text{lb/día de MLVSS producido} &= Y.(S_o - S_e) \cdot Q_o \\ &= Y.S_r \cdot Q_o \quad (8.34) \end{aligned}$$

$$\text{lb/día de MLVSS oxidado} = K_d \cdot X_{v,a} \cdot V \quad (8.34)$$

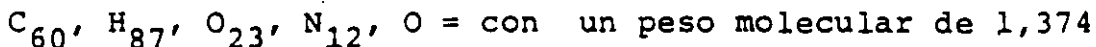
$$\text{lb/día MLVSS} = \text{lb/d biomasa producida} - \text{lb/d biomada oxidada.}$$

Los nutrientes en el tratamiento de las aguas residuales

El tratamiento biológico de las aguas residuales requiere la presencia de sustancias o elementos para la renovación de la materia orgánica, mediante la acción de las bacterias heterotróficas que intervie-

nen en la constitución de la biomasa (fenómeno de síntesis) y la oxidación de la materia orgánica para obtener energía (fenómeno de respiración endógena). Las aguas residuales municipales contienen tales elementos, nitrógeno y fósforo, en cambio, un buen número de aguas residuales industriales carecen de ellos.

McCarty determinó que la molécula de la materia orgánica está constituida por carbono, hidrógeno, oxígeno, nitrógeno y fósforo y puede expresarse así:

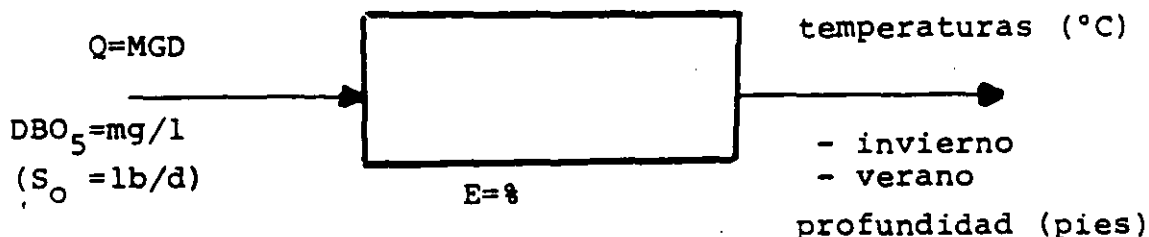


Considerando los valores de las masas moleculares, el nitrógeno (N) tiene un porcentaje de 0.122 (168/1374) y el fósforo (P) uno de 0.023 (31/1374).

Aplicación de la metodología para dimensionar una laguna aireada

Hay dos caminos a seguir, una, el empleo de una metodología simplificada y, otra, el empleo de una metodología completa.

1. Método simplificado



Los datos relacionados con gasto, demanda bioquímica de oxígeno (libras por día), temperaturas en grados centígrados (invierno y verano), profundidades, eficiencia deseada en el tratamiento, están indicados en el esquema.

En relación con el equipo será de aeración superficial garantizando que transferirá 2.5 libras de oxígeno por cada hp-hora.

Las pruebas de tratabilidad dieron como resultado valores de K a $20^{\circ}C = 0.68$, $\theta = 1.047$, alfa () = 0.9 y beta () = 0.8.

a. Efectuar la corrección del coeficiente K para invierno y verano, empleando la expresión:

$$K_T = K_{20^{\circ}C} \cdot \theta^{T-20}$$

b. Determinar el periodo de retención y el volumen.

Emplear la ecuación:

$$Se/S_o = 1/ k + t$$

$$\text{El volumen (V)} = (\dot{Q})(t)$$

c. Remoción de la DBO5 (invierno y verano)

Para el cálculo se toma en cuenta la igualdad indicada en el punto (5)-requerimientos de oxígeno; o sea, multiplicando el coeficiente "a" (que se determina en el laboratorio y aproximadamente fluctúa entre 0.5 y 2.0) por la DBO5 (lb/día) por la eficiencia requerida.

Este calculo se realiza tanto para las condiciones de invierno como de verano.

d. Requerimiento de oxígeno

Las especificaciones del equipo de aeración se obtendrán de los requerimientos de oxígeno que son los que se necesitan para estabilizar la DBO5 determinada en el párrafo anterior (verano)

e. Potencia del aireador

La potencia está relacionada con el requerimiento de oxígeno y usualmente se conoce por R = libras de oxígeno por hp - hora, se utiliza la expresión:

$$R = R_o \frac{\beta (C_s - C_t)}{\alpha} (1.02^{T-20})$$

Los valores de α (alfa) y β (beta) fueron indicados al iniciar el planteamiento del problema.

Conocidas las lb. O2/hp-hora y los requerimientos de oxígeno fácilmente se determina la potencia total del equipo (pueden emplearse varias unidades).

2. Método completo

Esta metodología es similar, con algunas modificaciones para poder calcular el efluente soluble (DBO5), en base a consideraciones previas como temperatura del agua en invierno y verano, valores reajustados de "K" y "Kd" para invierno y verano y período de retención.

El segundo paso consiste en la determinación de los sólidos suspendidos del licor mezclado (MLVSS) en condiciones de equilibrio, tanto para las condiciones de invierno como del verano.

El tercer paso incluye el cálculo de la DBO5 total del efluente. Pa-

ra eso se requiere haber determinado previamente la edad de los lodos (θ_c) y el porcentaje de VSS en el efluente. En las páginas anteriores se indicaron los procedimientos matemáticos para la obtención de las fórmulas.

De todas maneras, a continuación, presentamos un resumen de la metodología a seguir.

- a. Temperatura del agua de la laguna, en invierno y en verano.
- b. Corrección de los coeficientes "K" y "Kd" por efecto de la temperatura, para invierno y verano.
- c. Determinación del período de retención.
- d. Cálculo de la DBO soluble en el efluente.
- e. Concentración de la biomasa (MLVSS) en la laguna, en condiciones de equilibrio.
- f. Edad de los lodos.
- g. Porcentaje de VSS en el efluente.
- h. Concentración de la DBO total en el efluente (suma de los valores obtenidos en "d" y "g").
- i. Valor de la DBO removida (invierno y verano).
- j. Requerimientos de oxígeno (para la determinación de las características del equipo).
- k. Tasa verdadera de transferencia del oxígeno (para la selección del equipo, basado en lb.de O₂/hp-hora).

Ejercicio

Con el objeto de obtener una visión práctica de la metodología para el caso del " método completo " se plantea desarrollar un ejemplo de evaluar el funcionamiento de una laguna mecánicamente ai reada que recibe aguas residuales con un gasto de 0.6 MGD (26 l/s) y una DBO de 220 mg/l. Las aguas residuales tiene una temperatura de 100 °F (38 °C), la temperatura del aire es de 41 °F en invierno y de 80 °F en verano (5°C y 27°C).

En lo que se refiere a las características físicas de la laguna, la superficie es de 2 acres (8,094 m²) y una profundidad de 8 pies (2.44 m.)

En lo que respecta a las constantes de laboratorio, K=0.06 hora

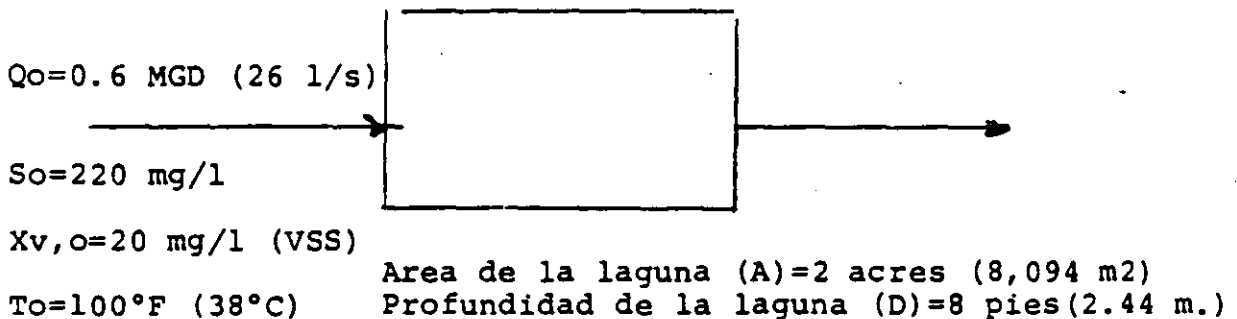
($k=1.44/\text{día}$) y $K_d=0.06/\text{día}$ - 20°C . El valor de "Y"= $0.5 \text{ lb VSS}/\text{lb DBOr}$ (removido).

Para el cálculo de la transferencia del calor, del agua de la laguna al aire, utilizar $F=12.10$ elevado a menos seis.

Para el cálculo de la capacidad del equipo de aeración el valor de $B=1.1 \text{ lb.02}/\text{lb. DBOr}$.

Calcular los valores indicados en la pag.8 de "a" a la "k".

Temp. aire (T_a)= 41°F (5°C) invierno
= 80°F (27°C) verano



Los valores de las constantes "K", "Kd", "F", "B" fueron dados al comenzar la presentación del ejercicio.

Lagunas en serie

Al efectuar el estudio sobre calidad de efluente deseado (S_e) se puede adoptar la solución de "lagunas en serie", lo que significa que el efluente de la laguna 1 (S_{e1}) se constituya en influente de la laguna 2 (S_{i1}); por esa razón la metodología es sencilla y fácilmente se puede obtenerse el planteamiento aritmético al problema.

Material de referencia para lagunas aireadas mecanicamente

1. PRINCIPLES OF WATER QUALITY MANAGEMENT

W. Wesley Eckenfelder, Jr.
CBI Publishing Co.

2. WATER QUALITY ENGINEERING FOR PRACTICING ENGINEERS

W. Wesley Eckenfelder, Jr.
Barnes and Nobles, Inc., N.Y.

3. BIOLOGICAL PROCESS DESIGN FOR WASTE WATER TREATMENT

Larry D. Benefield
Clifford W. Randall
Pentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ

4. INTRODUCTION TO WASTEWATER TREATMENT PROCESSES

R.S. Ramalho
Academic Press

5. Varios manuales de cursos impartidos en México, Chile y Cuba.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

**PROCESO DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO CON
MICROORGANISMO EN SUSPENSIÓN**

M. EN I. PEDRO GARRIDO

PROCESOS DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO CON MICROORGANISMOS EN SUSPENSIÓN.

DR. VICENTE JONGUITUD FALCON

1. INTRODUCCION.

Los procesos de tratamiento biológico, en función de las condiciones bajo las cuales se estabiliza la materia orgánica, pueden dividirse en tres categorías: aerobios, anaerobios y lagunas de estabilización. Es obvio que como en cualquier clasificación, existen procesos que no pueden ubicarse totalmente en alguna de las clases, sin embargo, en general todos los procesos de tratamiento de desechos líquidos, en especial los que han sobrepasado la etapa experimental, pueden considerarse básicamente en uno de los grupos. El término facultativo se ha excluido conscientemente ya que realmente la estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo, aún dentro de un proceso considerado facultativo, en forma aerobia o anaerobia, identificándose los principios bioquímicos del metabolismo. Es conveniente observar, que aún procesos considerados aerobios como el caso de los filtros biológicos, la presencia de condiciones anaerobias pudieran causar confusión al tratar de clasificarlos como facultativos. La tercer categoría en esta clasificación comprende el tratamiento por lagunas de estabilización y trata de corresponder a los sistemas en donde una porción importante de la energía utilizada en el tratamiento de la materia orgánica proviene de la luz a través de la fotosíntesis. Esta división arbitraria de los procesos de tratamiento biológico se presenta esquemáticamente en la Fig. 1.

En la Tabla 1 se presentan los sistemas de tratamiento biológico más comunmente utilizados en la actualidad. Para algunos de estos procesos se utiliza más de un nombre y es la razón por la cual aparentemente se omite alguno.

En la tabla 2 se presentan los sistemas de tratamiento biológico utilizados en la estabilización de materia orgánica en forma suspendida como la contenida en los lodos de desechos de los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales.

Proceso Aerobio	Microorganismo en suspensión
	Microorganismos adheridos a un medio fijo
	Combinación
Proceso Anaerobio	Microorganismos en suspensión
	Microorganismos adheridos a un medio fijo.
	Sistemas estratificados.
	Combinación

Lagunas de Estabilización.

FIGURA. 1. PROCESOS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO.

Tabla 1. SISTEMAS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

1) SISTEMAS AEROBIOS.

a) Microorganismos en suspensión.

Lodos Activados - Proceso convencional.
Completamente mezclado.
Aereación por etapas
Estabilización por contacto
Aereación extendida
Zanjas de oxidación
Aeración de acuerdo con demanda
Oxígeno puro
Carrousel
Kraus

Lagunas Aereadas.

b) Microorganismos Adheridos a un medio fijo.

Filtros rociadores- Alta tasa
Baja tasa

Biodiscos.

c) Combinación

Medio granular fluidizado
Torres de madera resistente
Lodos activados con medio fijo

2) SISTEMAS ANAEROBIOS.

a) Microorganismos en suspensión.

- Tratamiento por contacto anaerobio
- Lecho fluidizado

b) Microorganismos adheridos a un medio

- Filtro anaerobio

c) Combinación

- Medio granular fluidizado.

Tabla 2 SISTEMAS BIOLÓGICOS DE ESTABILIZACIÓN DE LODOS.

1. SISTEMAS AEROBIOS.

Digestión aerobia

Aire
Oxígeno puro
Autocalentada
Proceso continuo
Proceso intermitente

2. SISTEMAS ANAEROBIOS.

Digestión anaerobia

- Convencional
- Alta eficiencia
- Alta eficiencia con separación de sólidos
- Dos etapas con recirculación de sólidos.

Los procesos de tratamiento aerobios son aquellos en los cuales los microorganismos realizan su actividad en un medio ambiente que contiene oxígeno disuelto, el cual es utilizado en las reacciones metabólicas. El metabolismo (catabolismo) es el proceso bioquímico (series de reacciones de oxidación y reducción) que llevan a cabo los organismos vivientes para producir energía la cual es utilizada posteriormente en síntesis (anabolismo), movimiento, respiración y en general para sobrevivir.

En el metabolismo heterótrofo, que es el que tiene lugar en la generalidad de los procesos de tratamiento aerobio, la materia orgánica es el sustrato utilizado como fuente de energía y como fuente de nutrientes para sintetizar protoplasma biológico. Sin embargo, la mayor parte de la materia orgánica presente en las aguas residuales se encuentra en forma de grandes moléculas complejas que no pueden metabolizar las sustancias de alto peso molecular, debe de ser capaz de hidrolizar los complejos orgánicos a fracciones simples que puedan asimilarse dentro de la célula. Por lo tanto, la primera reacción bioquímica es la hidrólisis de carbohidratos complejos a unidades solubles de azúcares, de proteínas a aminoácidos y de grasas insolubles a ácidos grasos. Bajo condiciones aerobias, los compuestos orgánicos solubles son transformados (oxidados) a bióxido de carbono y agua de acuerdo con la siguiente reacción:

Materia orgánica + O₂ ----> CO₂ + H₂O + energía

De esta forma los compuestos orgánicos complejos son procesados para obtener productos finales estables que puedan ser retornados al medio ambiente sin peligro.

Microorganismos en suspensión.

En los procesos de tratamiento con microorganismos en suspensión, la agitación permite un mejor y más continuo contacto entre los organismos encargados de la estabilización y la materia por estabilizar, permitiendo un procesos más rápido y más eficiente. Si para incrementar la eficiencia, y para ayudar a la hidrólisis de compuestos complejos el sistema se trata de mantener bajo condiciones aerobias, la agitación, aparte de promover el contacto comida-microorganismo, permite la transferencia de oxígeno para ser utilizado en el proceso metabólico. En caso contrario, la agitación solo promueve la oportunidad de contacto entre microorganismos y comida, y se ha observado que ayuda a los procesos de hidrólisis.

Lodos activados.

Los procesos de lodos activados se utilizan tanto para tratamiento secundario como tratamiento completo de las aguas residuales sin sedimentación primaria. En estos procesos los desechos líquidos son alimentados continuamente a un tanque aereado, donde los microorganismos metabolizan y biológicamente flocculan los compuestos orgánicos. Los microorganismos (lodos activados) son sedimentados bajo condiciones estáticas en el sedimentador secundario y retornados al tanque de aeración. El sobrenadante clarificado del sedimentador secundario es el efluente del sistema.

Al contenido del tanque de aeración se le denomina licor mezclado y contiene primordialmente microorganismos en suspensión, parte de los cuales son desechados del sistema parcialmente estabilizados después de periodos variables sujetos a respiración endógena. El tiempo que la masa biológica debe permanecer en el sistema (tiempo de retención celular) depende de varios factores como el nivel de eficiencia deseado, la estabilización requerida de la materia orgánica y a consideraciones relacionadas con la cinética de crecimiento.

En el proceso de lodos activados, la bacteria es el microorganismo de mayor importancia ya que esta es responsable de la descomposición de la materia orgánica en el influente. En general las bacterias en el proceso son gram-negativo e incluyen miembros de los géneros Pseudomonas, Zooglea, Achromobacter, Flavobacrium, Nocardia, Bdellovibrio, Mycobacterium y las bacterias nitrificantes Nitrosomonas y Nitrobacter. Adicionalmente, varias formas filamentosas tales como Sphaerotilus, Beggiatoa, Thiobacillus, Lecicothrix y Geotrichum pueden también estar presentes. Mientras que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan la materia orgánica, las actividades metabólicas de otros organismos son también importantes en el proceso de tratamiento. Por ejemplo, los protozoarios y los rotíferos actúan como pulidores del efluente del sistema. Los protozoarios consumen las bacterias dispersas que no se han floculado y los rotíferos consumen las partículas orgánicas pequeñas que no se han sedimentado.

Además de que lo importante dentro del proceso es que las bacterias consuman la materia orgánica tan rápido como sea posible, es así mismo importante que ellas se agrupen en un flóculo adecuado que pueda sedimentarse fácilmente. Se ha observado que a medida que el tiempo de residencia celular (t_s) se incrementa, la carga superficial de los microorganismos se reduce, y estos comienzan a producir la cápsula que provoca su agrupamiento incrementado su sedimentabilidad. La presencia de los polímeros que forman la cápsula, promueve la formación de flóculos y se ha encontrado que para aguas residuales domésticas, tiempos de residencia celular del orden 3 o 4 días son adecuados.

Mayores tiempos de retención celular que pueden oscilar entre 15 y 20 días son utilizados para generar lodos de desecho prácticamente estabilizados, sin embargo se ha observado que a medida que se incrementa el tiempo de retención celular se incrementa de igual forma el índice volumétrico de lodos como se muestra en la fig. 2, provocando problemas de sedimentabilidad que se refleja en la recirculación de lodos al tanque de aereación.

Estas particularidades del comportamiento de cultivos biológicos y el principal aspecto ingenieril de reducir al máximo los costos de inversión, operación y mantenimiento de los sistemas han generado una gran variedad de modificaciones pero basadas todas ellas en los conceptos fundamentales del tratamiento biológico con microorganismos suspendidos que el de transformar la materia orgánica soluble o coloidal a sólidos suspendidos (microorganismos para poder separarlos posteriormente mediante sedimentación; y lograr la estabilización de la materia orgánica mediante su subsecuente utilización por los microorganismos hasta obtener material inerte.

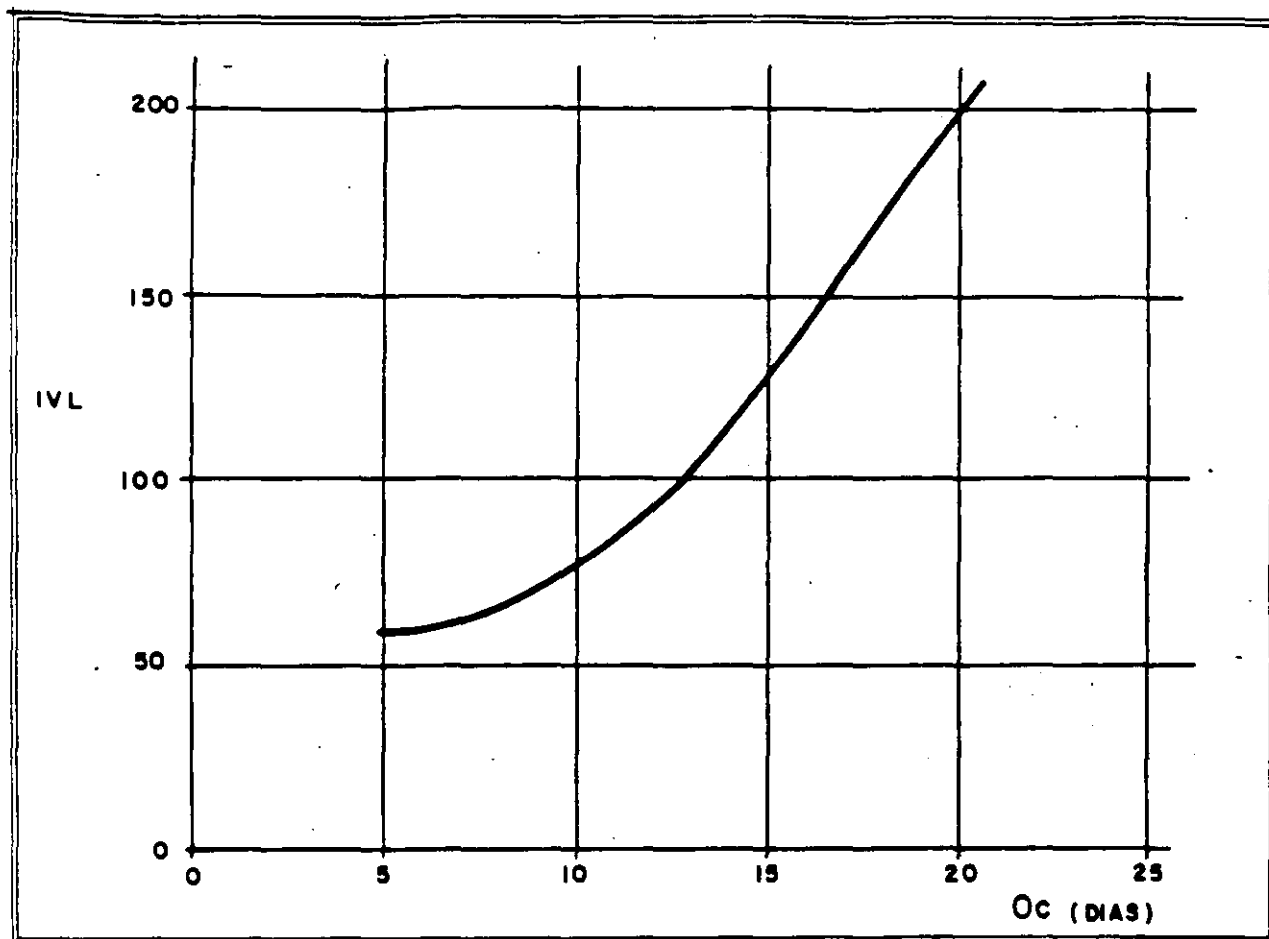


FIG-2 TIEMPO DE RETENCION CELULAR CONTRA INDICE VOLUMETRICO DE LODOS.

Las variantes de los procesos obedecen a problemáticas operativas y a la tendencia a optimizar las condiciones energéticas; sin embargo existen procesos que obedecen a modificaciones tendientes a crear una patente y genere mejores retribuciones económicas. De esta forma sería muy difícil analizar cada una de ellas aunque es conveniente establecer las condiciones básicas de algunas de estas opciones que permitan su selección en casos específicos.

Lodos activados sistema convencional

Denominado convencional por ser el esquema originalmente desarrollado para tratamiento de aguas residuales, este proceso que en forma esquemática se muestra en la fig. 3, esta integrado por un reactor biológico de flujo pistón considerando mezcla completa en el sentido transversal al flujo y prácticamente sin mezcla en el sentido longitudinal. Teniendo al metabolismo biológico como una reacción de primer orden se ha podido demostrar matemáticamente que resulta de mayor eficiencia el flujo pistón que un reactor de mezcla completa lo que motivo su aprovechamiento durante muchos años. Cabe destacar que en esta etapa se recurre en forma común a la aereación por medio de difusores que resultan adecuados para conservar el flujo pistón, sin embargo el empleo de aereadores mecánicos de superficie disminuye las posibilidades de conservar este comportamiento hidráulico.

Aunque muy eficiente al sistema convencional se le identifica dos problemas fundamentales el primero relacionado con la demanda de oxígeno a lo largo del tanque como se muestra en la fig. 4 donde se observa que las mayores demandas se presentan al inicio del tanque de aereación disminuyendo sensiblemente hacia el final cuanto se alcanzan las mínimas concentraciones de comida remanente. Esto ocasiona en algunos casos el agotamiento del oxígeno disuelto en parte de los tanques y un desperdicio de energía al final de los mismos. Esta situación da origen al sistema denominado aereación por etapas.

El segundo problema que se identifica en sistemas de tratamiento para el manejo de aguas residuales es en comunidades con influencia industrial; ya que concentraciones de elementos tóxicos entran en contacto con un pequeño volumen de licor mezclado resultando en muchas ocasiones niveles suficientemente altos para provocar la muerte de los microorganismos. En respuesta a esta situación se desarrolló el proceso completamente mezclado.

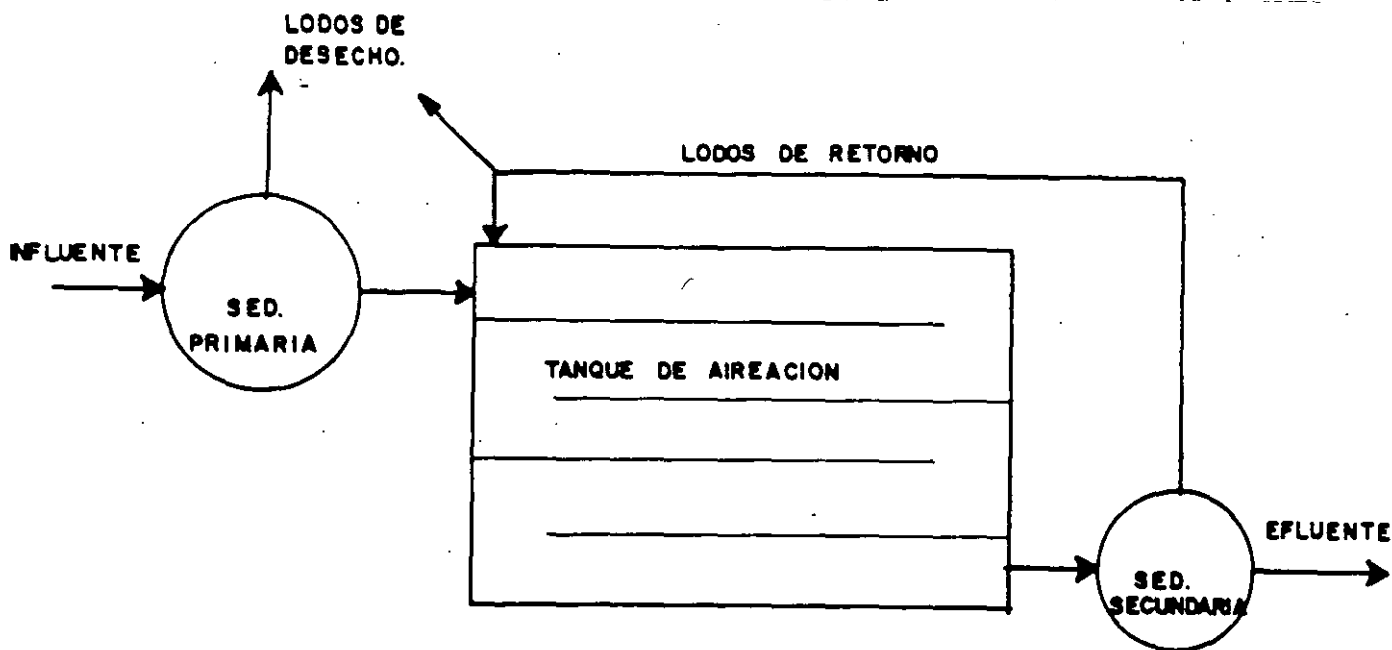


FIG.-3 SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL.

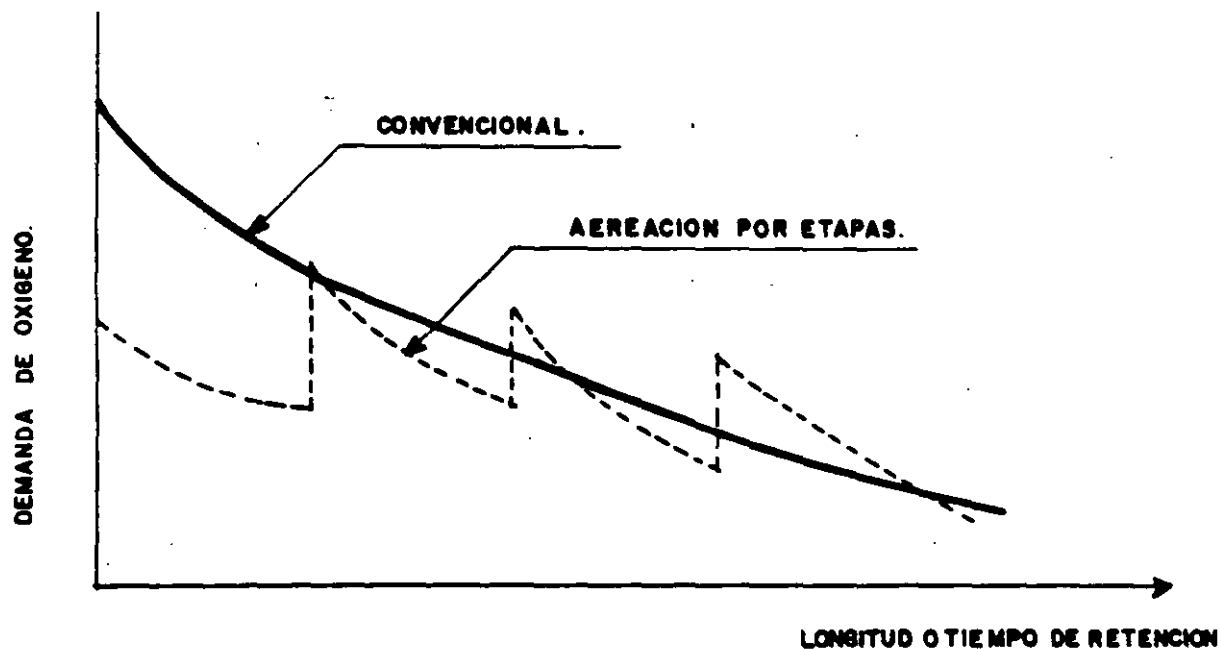


FIG.-4 DEMANDA DE OXIGENO EN EL PROCESO DE LODOS.

Los criterios de diseño para el sistema convencional pueden quedar resumidos como sigue:

- Sedimentador primario con un tiempo de retención entre 2.5 y 3 horas y carga hidráulica alta entre 35 y 40 m²/m³/día. En algunos casos con aguas residuales de origen doméstico o aguas industriales con bajos contenidos de sólidos suspendidos es posible eliminar la sedimentación primaria.

- El tanque de aereación se diseña normalmente con tiempos de retención de 3 a 6 horas dependiendo de la concentración inicial de la materia orgánica y de la eficiencia deseada, aunque se puede tener mayores tiempos de aereación.

- El sistema de aereación es normalmente mediante difusores en forma similar a como se muestra en la fig. 5.

- Las dimensiones del tanque dependen primordialmente de las características del sistema de aereación.

- El tiempo de retención celular se establece entre 3 a 7 días por lo que es necesario una estabilización posterior de los lodos de desecho.

- El sedimentador secundario se diseña con una tasa máxima de 30 a 35 m³/m²/día. Las características de los lodos secundarios normalmente no permiten concentraciones en la recirculación superiores a los 15,00 mg/lt, por lo que es muy poco frecuente operar reactores con una concentración de sólidos suspendidos de licor mezclado superior a los 8,000 a 9,000 mg/lt.

- La eficiencia de la planta normalmente esta asociada a las condiciones de operación las cuales sólo pueden controlarse a nivel de la recirculación por lo que es conveniente establecer un sistema que permita la variación del flujo entre .5 y 1.5 veces el gasto de entrada.

Cabe destacar que los modelos matemáticos desarrollados para evaluar la tratabilidad de la materia orgánica contenida en las aguas residuales están basados en el comportamiento de reactores completamente mezclados, lo que implica que aplicar resultados al diseño de tanques en flujo pistón generará en general mejores respuestas.

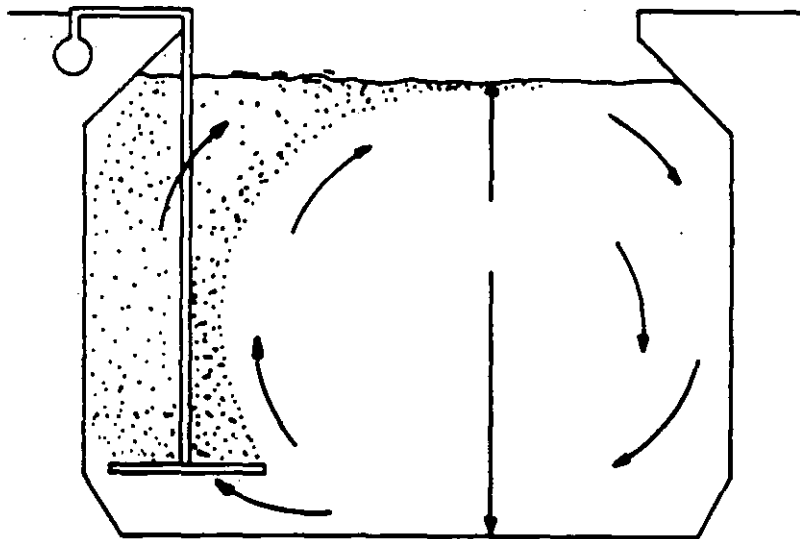


FIG-5 CORTE TRANSVERSAL DEL REACTOR BIOLÓGICO EN UN PROCESO DE Lodos Activados Convencional.

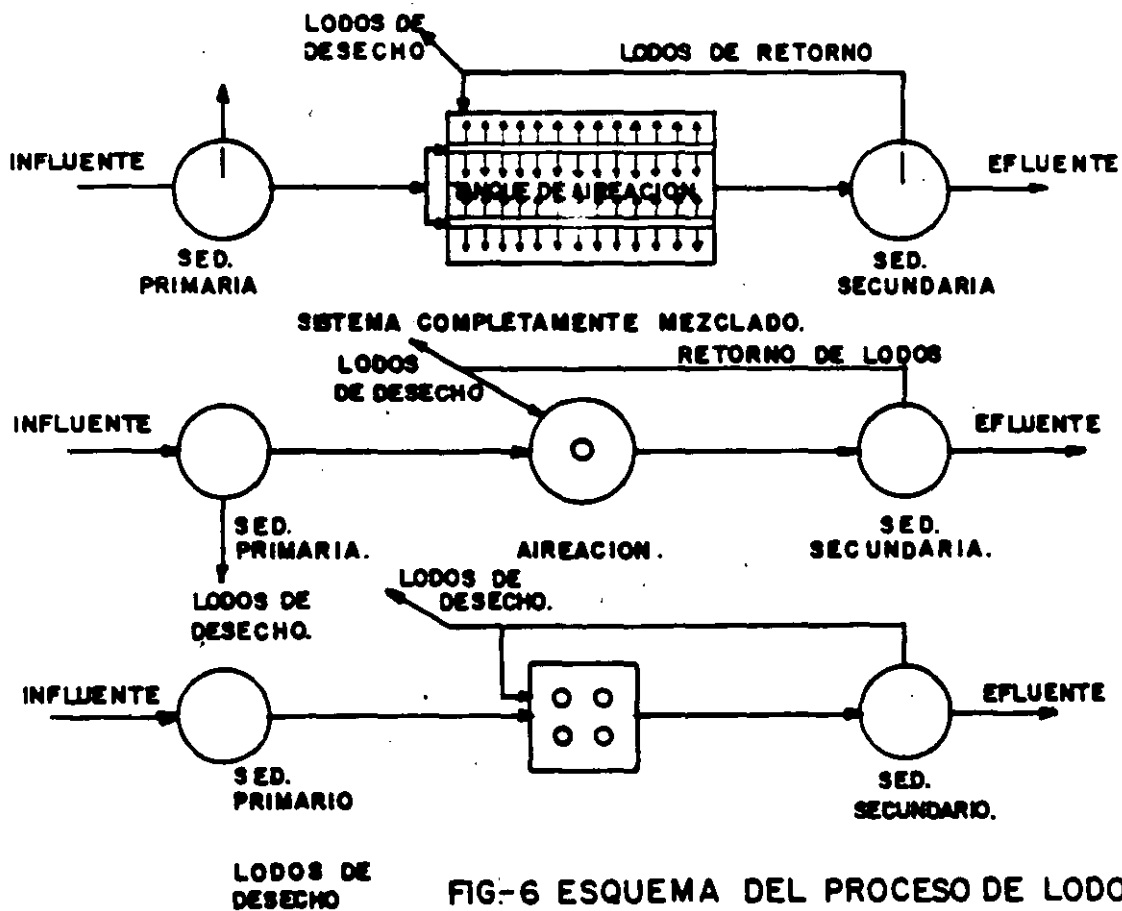


FIG-6 ESQUEMA DEL PROCESO DE Lodos Activados Completamente Mezclados.

Lodos activados completamente mezclados.

Como se mencionó anteriormente el desarrollo del sistema de lodos activados completamente mezclados obedece principalmente a disminuir las cargas puntuales tanto de materiales tóxicos como de cargas orgánicas que pudieran sobrepasar la capacidad de asimilación de un reactor en flujo pistón. El principio fundamental se basa en que toda la masa del reactor existe en todo momento la concentración de todos los materiales, involucrados, esto quiere decir que al llegar una masa de contaminantes al reactor esta se diluye instantáneamente el todo el cuerpo del reactor disminuyendo en forma drástica su concentración.

El empleo de aereadores mecánicos superficiales se adecuada mas a estas condiciones de operación, aunque la aereación por difusión es también empleada tratando de provocar las condiciones mas cercanas a mezcla completa. En la fig. 6 se muestran en forma esquemática algunas variantes en la configuración del reactor que tratan de acercarse lo mas posible al régimen hidráulico con que se diseña.

Al sistema completamente mezclado se le ha denominado en ocasiones de alta tasa principalmente por su capacidad de manejar aguas residuales con mayores concentraciones de materia orgánica; sin embargo su comportamiento y por lo tanto sus condiciones de diseño son muy similares a las del proceso convencional.

Sistema de lodos activados con aereación por etapas.

En esta variante de procesos de lodos activados se trata de realizar la aereación del licor mezclado de acuerdo con la demanda de oxígeno lo que motivó dos opciones diferentes, una en donde el influente al tanque de aereación es alimentado al tanque de aereación en diversos puntos como se muestra en la figura 7; y la segunda establece mayor aereación al principio del tanque disminuyéndola mediante espaciamiento de los difusores o de los aereadores mecánicos al final de mismo.

En esencia esta es prácticamente la única variante con respecto al sistema convencional por lo que las condiciones de operación y de diseño son también semejantes.

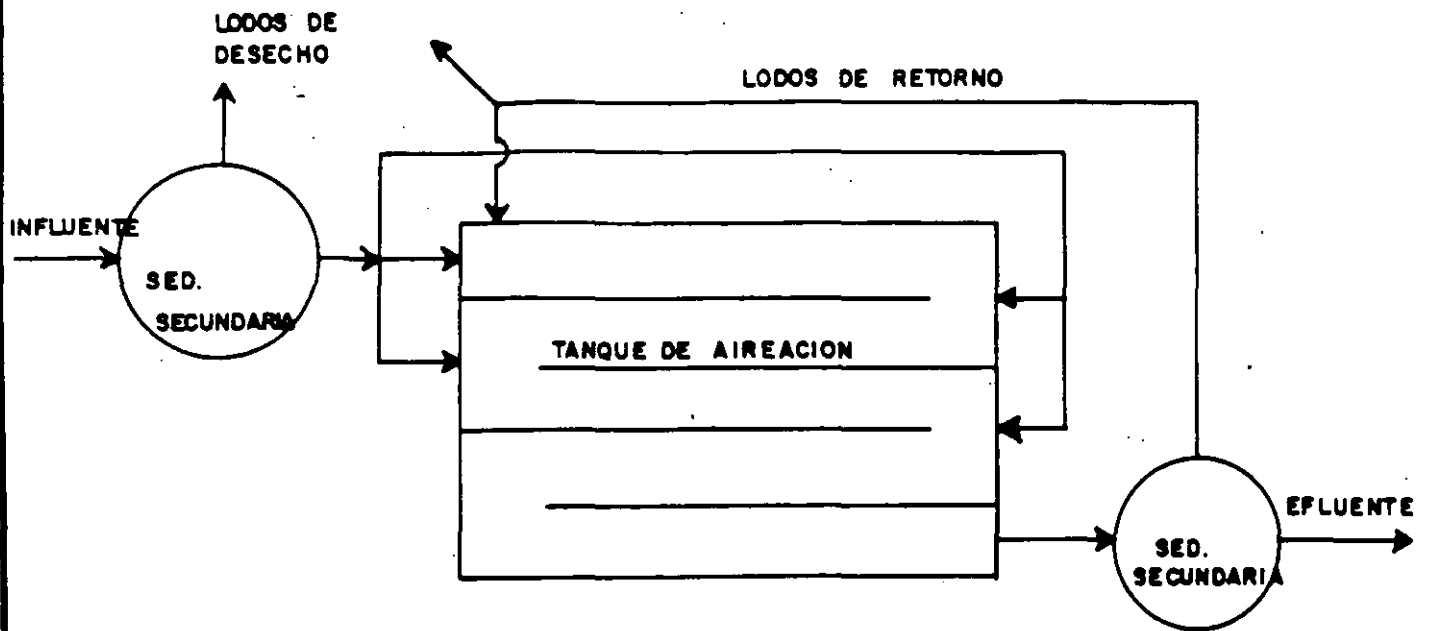


FIG- 7 ESQUEMA DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS CON DIRECCION POR ETAPAS.

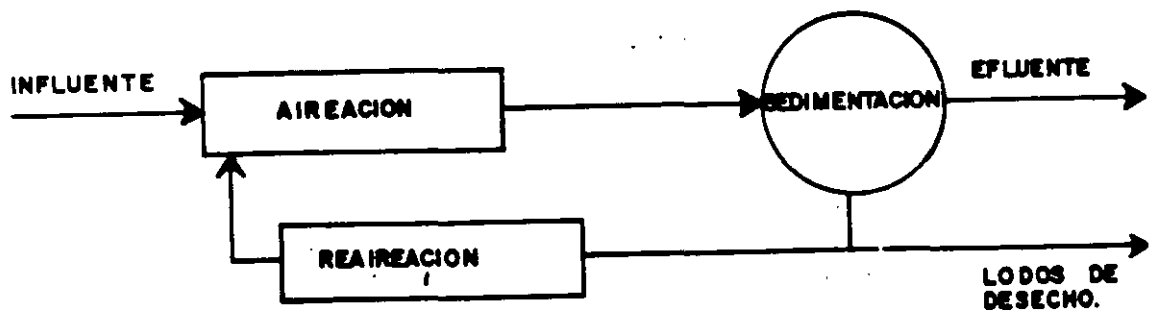


FIG- 8 ESQUEMA DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS CON ESTABILIZACION POR CONTACTO.

Aereación extendida

El proceso de lodos activados en su modalidad de aereación extendida es posiblemente uno de los sistemas más comúnmente empleados y con grandes posibilidades de utilización a futuro tanto para el tratamiento de aguas residuales municipales como de desechos líquidos provenientes de la industria. La principal característica de este sistema es que opera con tiempos de retención celular prolongados, normalmente entre 15 y 20 días lo que provoca que los lodos generados en plantas de este tipo estén prácticamente estabilizados disminuyendo los problemas de disposición final.

Los tiempos de aereación son más prolongados que los empleados en los sistemas convencional y completamente mezclados variando desde ocho horas hasta veinticuatro o más dependiendo de las características dependiendo de los desechos a tratar. La principal razón para esta condición estriba en que los altos tiempos de retención celular implica que la fracción activa de los lodos biológicos en los sólidos suspendidos del licor mezclado (SSLM) sea muy reducida recurriéndose por lo tanto a mayores tiempos de oportunidad de contacto con un sustrato para alcanzar eficiencias de remoción razonables. Cuando los requerimientos de potencia por mezclado determinan el tamaño de los motores para aereación el tener mayores volúmenes por incremento de tiempos de retención hidráulico, significa mayores demandas de potencia lo que resulta en incosteabilidad de este proceso para su aplicación a gastos altos. En principio su aplicación se restringió a plantas con un máximo de 150 a 200 l/s; sin embargo recientes mejoras en los sistemas de aereación han fomentado su aplicación a gastos mayores. La planta de tratamiento más grande que se planea construir en nuestro país considera la aplicación de aereación extendida a un caudal de 5 m³/s.

Al resolverse prácticamente el problema de estabilización de los lodos secundarios se considero la conveniencia de no generar lodos primarios que obligaran al empleo de digestores para esta corriente de desecho eliminando la sedimentación primaria y alimentando los desechos líquidos crudos al tanque de aereación. Esta condición ha resultado atractiva al reducir los costos de inversión y disminuir la problemática en el manejo de los lodos de desecho; sin embargo en general y con procesos de aereación tradicionales se ha identificado un mayor costo de operación para la operación de los sistemas de transferencia de oxígeno.

Otro problema asociado en este caso con la edad de lodos es la disminución en las propiedades de sedimentación de los flóculos biológicos generados en el sistema ya que como se vio con anterioridad y se presenta en la figura 2 al incrementarse el tiempo de retención celular se incrementa el índice volumétrico de lodos disminuyendo las concentraciones que pueden ser recirculadas al tanque de aereación y para su disposición final. Esta característica ha motivado diversas opciones para recirculación y disposición de los lodos. Es común identificar plantas de tratamiento en donde la recirculación es continua al tanque de aereación mediante el empleo de mamparas que permiten la descarga de efluente sedimentado como se observa en la figura 11. En estos casos se dificulta sensiblemente la obtención del lodo concentrado par su disposición final por lo que se ha optado en algunas caso a descargarlo directamente en el tanque de aereación como una fracción de su volumen. Debido al hecho de que los lodos están en un estado de estabilización pueden ser retornados al medio ambiente esparciéndolos en terrenos de cultivo sin provocar problemas ambientales.

Estas características aunados a una gran variedad de dispositivos y sistemas de disposición han creado una gran diversidad de opciones que en algunos casos han sido patentadas con títulos comerciales con el objeto de obtener regalías de su aplicación.

Lodos activados con estabilización por contacto.

El proceso de lodos activados por estabilización por contacto aprovecha una propiedad natural de los microorganismos que consiste en que para el metabolismo del sustrato primero es absorbido al cuerpo del organismo par posteriormente mediante procesos enzimáticos transformarlo a moléculas que pueden ser transportadas a través de la pared celular para su aprovechamiento en generación de energía o en síntesis de protoplasma biológico. Esto quiere decir que una vez absorbido el sustrato a los microorganismos estos pueden ser removidos del sistema por medio de sedimentación alcanzandose una elevada eficiencia de remoción sin haberse producido estabilización de la materia orgánica. una vez concentrados los microorganismos con el sustrato son transferidos a un tanque de aereación donde se promueve el metabolismo del sustrato en volúmenes menores y con costos energéticos también menores. En la figura 8 se presenta en forma esquemática este tipo de tratamiento. En general esta variante implica la reducción de los volúmenes del reactor en proporción directa al incremento en concentración de los sólidos suspendidos del licor mezclado que en los sistemas de lodos activados convencionales se mantienen entre 2000 y 4000 mg/l y que en el tanque de aereación se pueden alcanzar

concentraciones de hasta 8000 a 12000 mg/l. El posible mayor costo de inversión requerido por la construcción de dos tanques de aereación se compensa tanto por los menores volúmenes y por la disminución de la energía requerida para su mezclado.

Esta variante del proceso de lodos activados puede emplearse como sustitución de cualquier otra variante; sin embargo los mayores beneficios y por lo tanto las aplicaciones más comunes están en relación con la sustitución de aereación extendida implicando largos tiempos de retención celular.

En la práctica se ha encontrado que tiempos de retención para la etapa de contacto de 1 a 3 horas y de estabilización de 3 a 6 horas alcanzando eficiencias de remoción de más del 90 %. Un tanque de contacto de 3 horas de tiempo de retención con un tanque de estabilización de 6 horas operando a 3000 y 8000 mg/l de sólidos suspendidos del licor mezclado respectivamente generarán resultados equivalentes a una aereación convencional de 19 horas de tiempo de retención en un volumen equivalente a 9 horas.

Zanjas de oxidación.

La denominación del sistema de zanjas de oxidación se deriva de la forma del reactor de aereación, que originalmente era la de un canal abierto en que las paredes laterales se diseñaban con un talud que permitiera su estabilidad.

El procesos biológico en sí, es una variante del denominado aereación extendida por lo tanto comparte las principales características de éste como son la de no requerir, en general, sedimentación primaria y la de permitir mediante largos tiempos de retención celular, la estabilización de los lodos los cuales no requieren de procesos de digestión previos a su disposición final.

A parte de estas dos ventajas mencionadas, el sistema de zanjas de oxidación ha presentado otras de gran importancia como con:

- a) Utilización de sistemas de aereación con bajos requerimientos de energía. Aunque, el rotor de paletas comúnmente empleado en las zanjas de oxidación no es mucho más eficiente que otros sistemas en cuanto a transferencia de oxígeno se refiere, este mecanismo ha permitido el desarrollo de otros sistemas que poseen algunas ventajas especiales.

b) Remoción eficiente de nitrógeno. En un análisis comparativo de varios sistemas de tratamiento biológico para un mismo influente y bajo condiciones ideales de operación, se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 3.

PARA-METRO (mg/l)	INFLUENTE	E F L U E N T E .						
		Lodos activados C.M.	Aireación extendida.	Lag. aereadas c/sed. sec.	Zanjas de oxidación c/sed. sec.	Lag.Fac sin ai-reacción	Lag.Fac con ai-reacción	Lag anaeróbicas
SST	225	20	20	20	20	120	90	100
DBO5	200	15	15	15	15	40	25	40
DQO	450	90	90	90	90	160	140	140
N-NH3	25	20	2	2	2	1	1	1
P=To+	10	7	7	7	7	4	4	4

TABLA 3. Eficiencias de remoción de contaminantes de varios sistemas de tratamiento biológicos en condiciones ideales de operación.

De esta tabla se puede observar que para un mismo nivel de remoción de materia orgánica, el proceso de zanjas de oxidación es un sistema que promueve eficientemente la remoción de nitrógeno. Esto se basa principalmente en el proceso biológico de nitrificación - denitrificación, el cual puede ser parcialmente incrementado al controlar la transferencia de oxígeno en el reactor. Originalmente los sistemas se diseñaron para que operaran en condiciones aerobias con o sin recirculación de lodos como se muestra esquemáticamente en la fig. 9. Esta condición de aerobiosis aunada a los largos tiempos de retención celular (20 a 25 días) provoca la proliferación de organismos nitrificantes con la consecuente

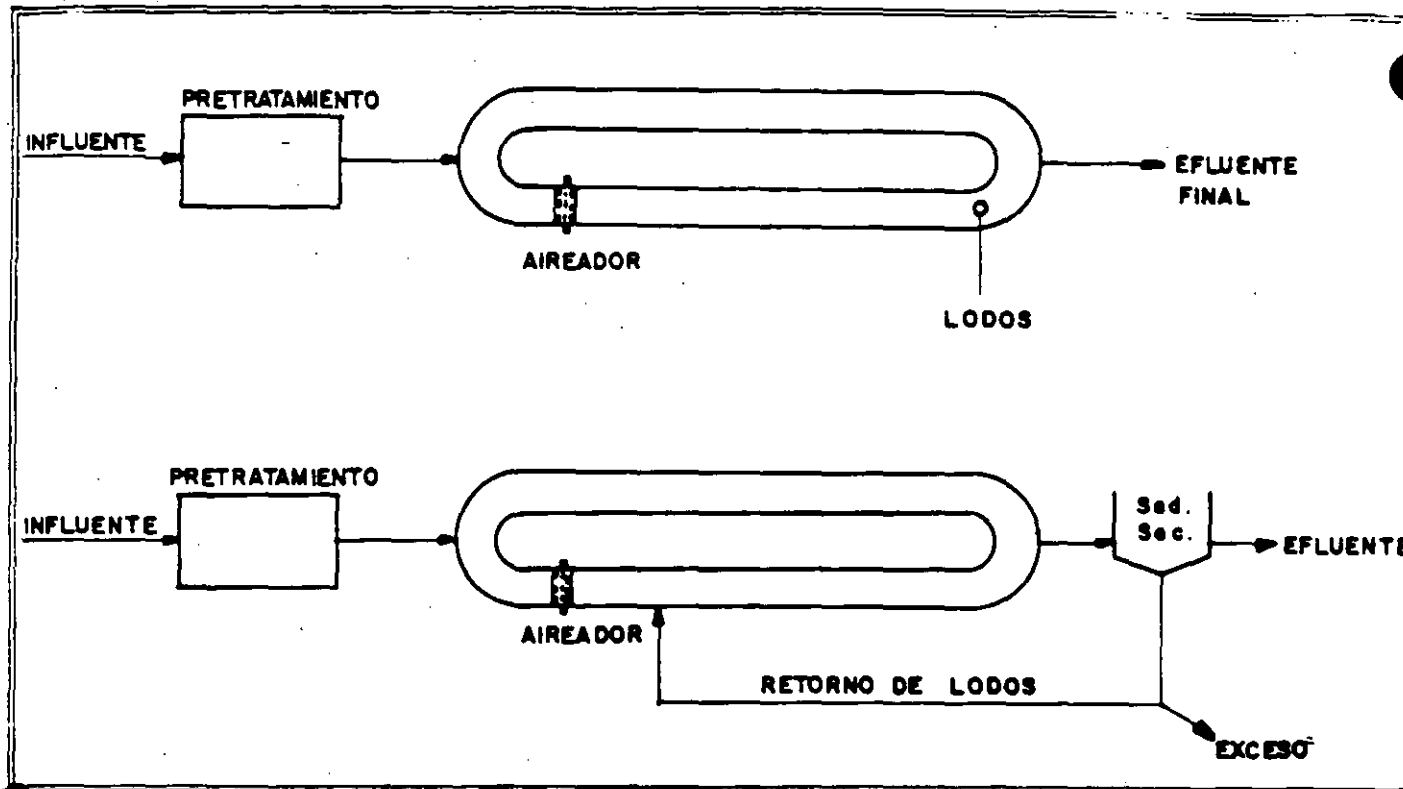


FIG-9 DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL PROCESO DE ZANJAS DE OXIDACION.

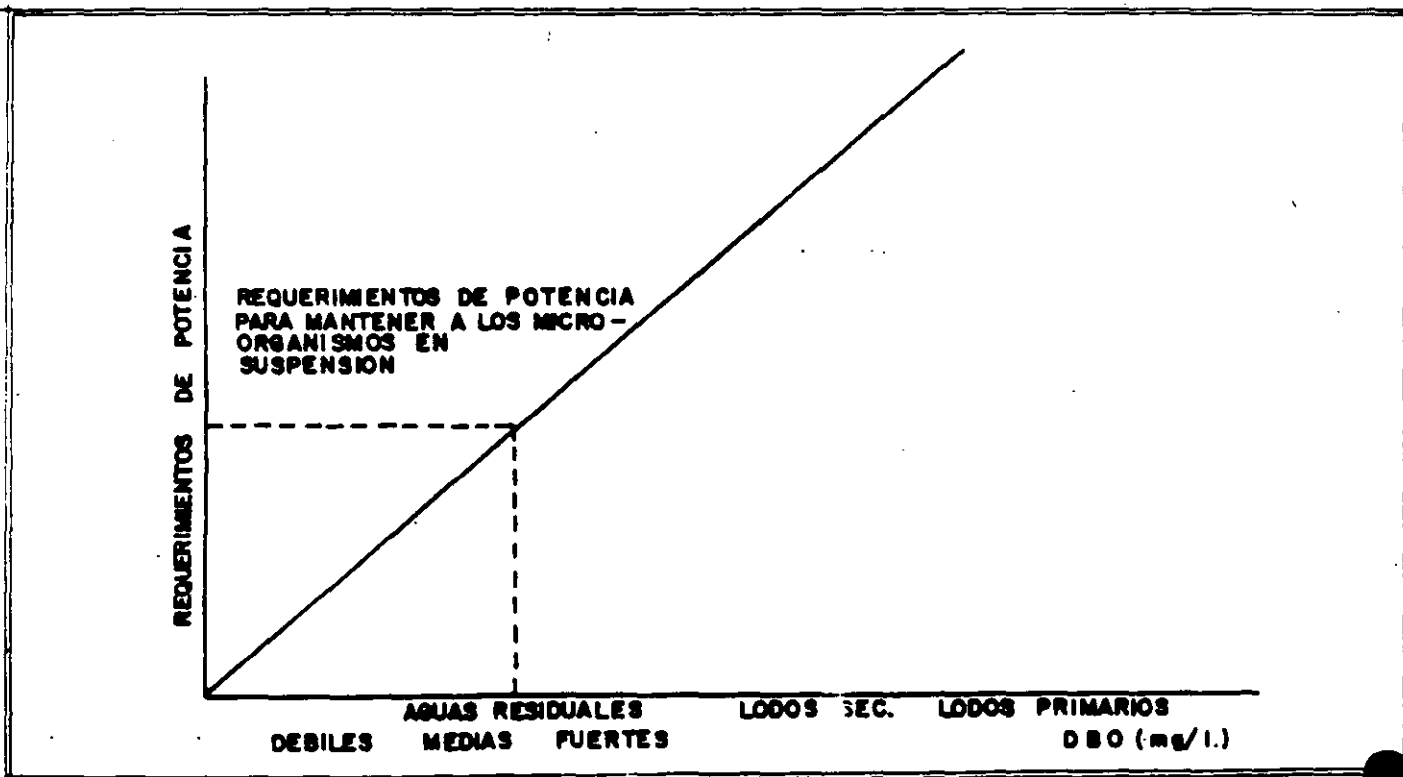


FIG:10 RELACION ENTRE POTENCIA REQUERIDA Y CONCENTRACION DE MATERIA ORGANICA DEGRADABLE EN EL DESECHO.

transformación de nitrógeno amoniacal a nitritos y nitratos. A medida que por razones de crecimiento natural de las poblaciones servidas las cargas orgánicas se incrementa, las condiciones aerobias no se conserva en todo el reactor provocando problemas de septicidad que se considera negativos. La respuesta a esta situación es la de incrementar la potencia de los aireadores.

Sin embargo, en algunos casos se observa que la parcial anaerobiosis en el reactor provoca el proceso de denitrificación con el consecuente desprendimiento del gas nitrógeno a la atmósfera. De esta forma el sistema tuvo aceptación como un proceso que estimula la remoción de nitrógeno.

- c) Adecuada utilización de la capacidad de agitación y transferencia de oxígeno de los aireadores mecánicos. Los requerimientos de potencia en un reactor biológico para suministrar oxígeno y para mantener a los microorganismos en suspensión se puede representar esquemáticamente como se muestra en la fig. 10.

De acuerdo con la figura, la potencia requerida para tratamiento de aguas residuales medias o débiles ($DBO_5 < 250 \text{ mg/l}$) está regido por el mezclado, obteniéndose una transferencia de oxígeno superior a la necesaria. Sin embargo, en sistemas en que se promueve la oxidación completa del material orgánico como es el caso de las zanjas de oxidación, los requerimientos de oxígeno se incrementan hasta que en algunos casos llegan a exceder la transferencia, provocando condiciones anaerobias como las que se analizan en el inciso anterior.

Esto puede ser ilustrado fácilmente si consideramos que los requerimientos de oxígeno pueden establecerse de acuerdo con la siguiente ecuación (Ref. 3),

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (S_o - S_e)}{t} - \frac{1.42 A_x}{t} + \frac{(N - NH_3) 4.57}{t}$$

donde:

$\frac{dO_2}{dt}$ = requerimientos de O_2 en mg/l.h.

S_0 = Concentración inicial de sustrato (DBO5) en mg/l

S_e = Concentración final de sustrato (DBO5) en mg/l

ΔX = Incremento de masa microbiana activa en el tiempo t en mg/l

$N-NH_3$ = Concentración inicial de nitrógeno amoniacal en mg/l

t = tiempo de retención hidráulica hrs.

Si el segundo término de la ecuación (1) se reduce, ya que al estimularse la respiración endógena decrece el incremento de microorganismos activos y el tercer término se incrementa al promoverse la nitrificación, los requerimientos de potencia de los aireadores.

La principal desventaja del proceso es la de requerir grandes áreas y por la geometría del reactor su utilización se ha restringido a gastos inferiores a 500 l/s. La empresa Envirex ha tratado de solucionar este problema con un sistema denominado ORBAL en cual funciona, en los aspectos básicos, en forma similar al procesos tradicional de zanjas de oxidación. Las principales modificaciones con la geometría del reactor y el sistema de aereación que consiste en una serie de discos dentados situados en posición vertical, permitiendo así manejar gastos mayores.

La empresa Schriber ha patentado asimismo un procesos de aereación que modifica parcialmente los esquemas tradicionales denominados en contracorriente, que permitiendo la mayor residencia de las burbujas en el medio líquido se incrementa la transferencia de oxígeno incrementando la eficiencia en la transformación de la energía. El proceso es esencialmente el mismo de aereación extendida con economías importantes al disminuir los requerimientos de potencia y de consumo de energía. Este proceso ha sido recomendado para gastos de hasta 5 m³/s.

Otro problema importante que presenta el proceso de zanjas de oxidación estriba en que los lodos biológicos con largos tiempos de retención celular, generalmente presentan problemas de sedimentabilidad. Esta característica ha sido atribuida a la polifерación de crecimiento filamentosos y a una densidad relativamente baja de los flóculos formados. Como se puede observar

de la fig. 2, los flóculos biológicos con tiempo de retención celular inferior a siete días, Oc normal para sistemas de lodos activados convencional, completamente mezclados, etc., tienen las mejores propiedades de compactación. Los flóculos biológicos con Oc superiores a doce días aumentan su índice volumétrico de lodos (IVL) directamente con el incremento de Oc provocando problemas en la sedimentación y en la recirculación. Esta situación ha ocasionado modificaciones que se consideran de gran valor en el proceso de zanjas de oxidación. La primera involucra la utilización del tanque de sedimentación secundario adyacente al reactor de aereación como esquemáticamente se presenta en la fig. 11.

El fondo del tanque tiene una inclinación hacia el reactor provocando la continua recirculación de los lodos, eliminando la necesidad de bombeo, pero se tiene el problema de que el desalojo de los lodos de desecho se realiza directamente del tanque de aereación, a las concentraciones de SSLM de éste, que oscilan entre 3,000 y 5,000 mg/l. Estos lodos deben ser concentrados en un espesador previa su disposición final.

Una modificación similar es presentada por Christopher et al. en este sistema, como se muestra en la fig. 12, el clarificador ocupa una parte en el reactor biológico. El fondo de éste formado por vigas triangulares que permiten el paso del licor mezclado hasta el clarificador enmarcado por tres paredes. Los sólidos se depositan en el fondo retornando al reactor biológico; el agua clarificada que constituye el efluente sale por una serie de tubos perforados. En este caso se elimina el equipo de recirculación pero se tiene el problema de concentrar los lodos previa su disposición final.

En algunos casos la descarga de los lodos de desecho se realiza directamente del tanque de aereación a las concentraciones que en este se manejan y con destino final a terrenos de cultivo ya que por el elevado nivel de estabilización los lodos no presentan peligro potencial en esta aplicación.

La población microbiana en el reactor de la zanja de oxidación es similar a la que presentan las variantes de lodos activados. En los reactores en que se tratan de mantener condiciones aerobias, debido a los niveles energéticos bajos abundan los ciliados anclados, suctorias y rotíferos.

Una observación al microscopio presenta generalmente un panorama de menor actividad que el que ofrecen sistemas con Oc reducidos.

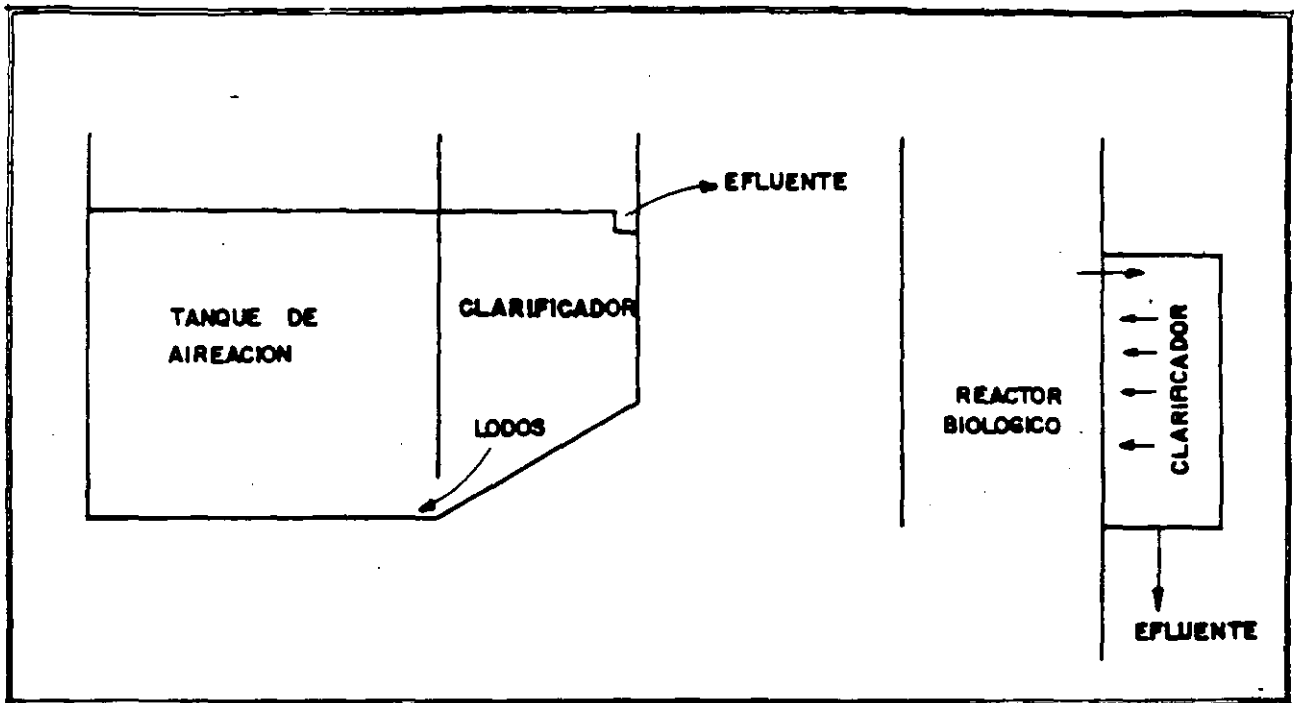
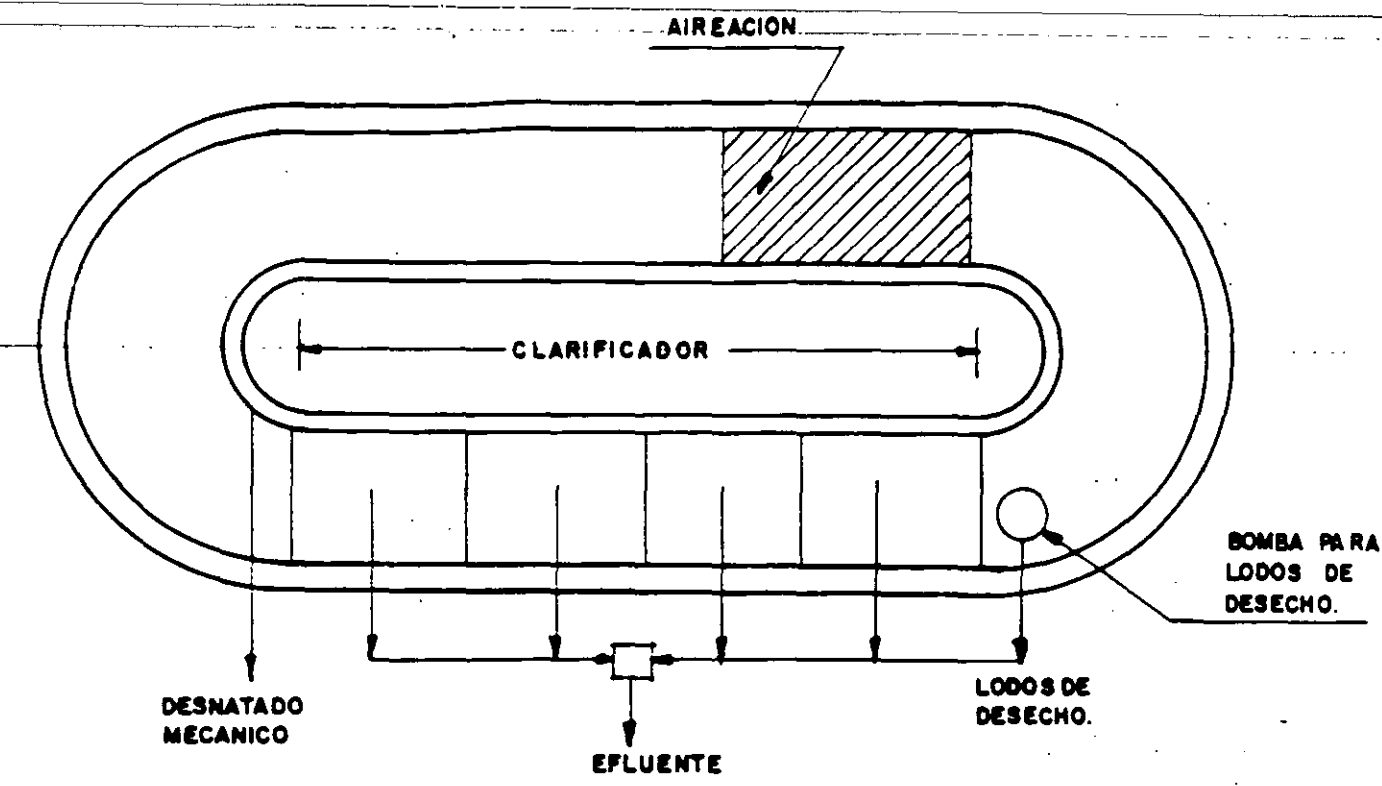
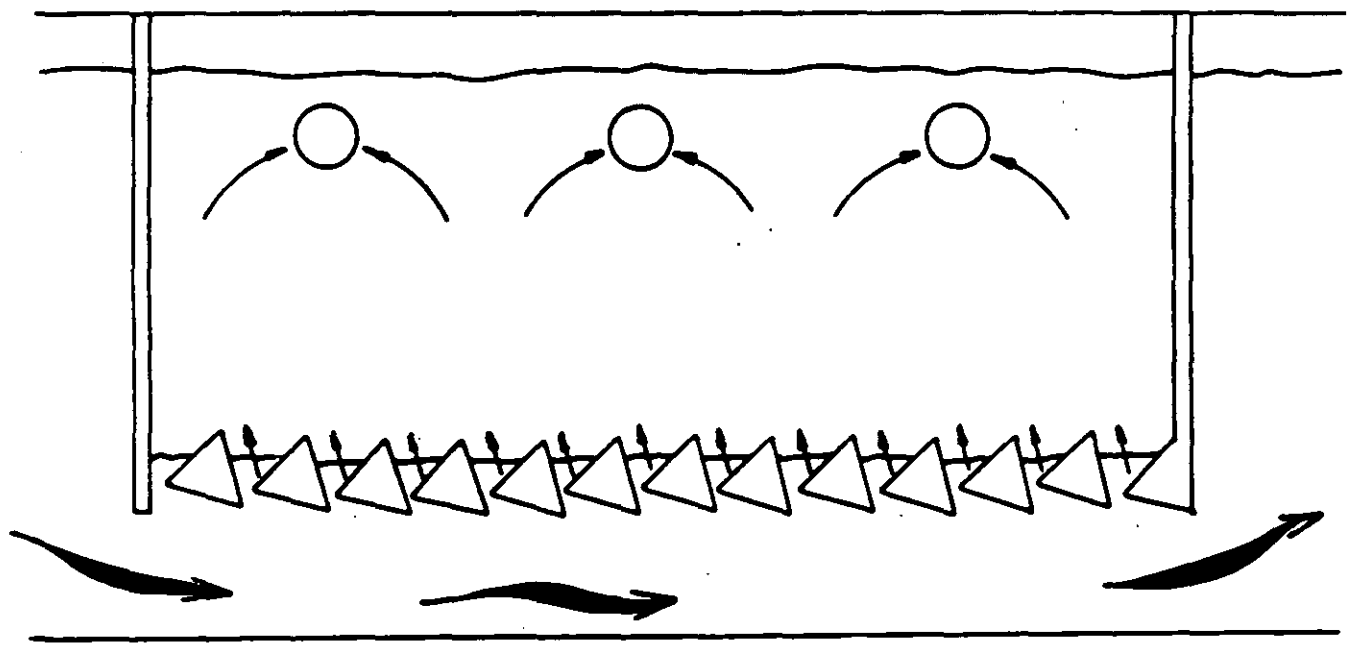


FIG. II REPRESENTACION ESQUEMATICA DE SISTEMA DE ZANJAS DE OXIDACION CON CLARIFICADOR, RETORNADO LOS LODOS DIRCTAMENTE AL REACTOR BIOLÓGICO.



PLANTA.



CLARIFICADOR.

FIG.12 . PROCESO PRESENTADO POR CHRISTOPHER ET AL (REF. 4)

En los casos en que se promueve el desarrollo de condiciones anaerobias para incrementar el procesos de denitrificación, los rotíferos disminuyen en proporción ya que no se adaptan fácilmente a cambios drásticos en la concentración de oxígeno disuelto; por otro lado se desarrolla una gran cantidad de nemátodos que poliferan en condiciones de septicidad, éstos normalmente se localizan en el interior de los flóculos donde la transferencia de oxígeno es muy limitada

En ambos casos se tiene tendencia a crecimiento filamentoso que produce las deficiencias en sedimentabilidad de los flóculos biológicos. Este desarrollo no se considera asociado con deficiencias de nutrientes, ya que en estos sistemas en que se promueve la digestión de los lodos biológicos se tiene gran oportunidad de recirculación.

El sistema de aereación originalmente utilizado en las zanjas de oxidación consistió en un rotor fijo con paletas que provocaban tanto el movimiento del agua en un sentido determinado, como su esparcimiento a través del aire provocando la oxidación del medio. Este sistema causó gran impacto, ya que como se puede observar en la tabla 4, es altamente eficiente.

TIPO DE AIREADOR	Eficiencia en transferencia de oxígeno (Kg/ O ₂ /HP.hr.
Aireador superficial Flotante	0.82 - 2.0
Rotor aireador flotante	1.6 - 1.9
Aireador superficial - simple	1.4 - 1.9
Rotor aireador fijo	1.4 - 2.3

TABLA 4. Eficiencias de diversos equipos de aereación.

Sin embargo, a pesar de la ventaja obvia de menores requerimientos de energía y generalmente bajos costos de mantenimiento, este sistema presenta dos problemas de importancia.

El primero se refiere a la gran dispersión de agua residual que provoca y que no tiene un control simple; el segundo de poca importancia en nuestro país, es que este sistema resulta inadecuado cuando por reducción de la temperatura ambiente se provoca el congelamiento de la superficie del reactor de aereación.

Tratando de resolver estos problemas se han presentado dos alternativas. La primera, desarrollada por Reid Engineering Co., de Fredericksburg, Va, E.U.A. consiste en hacer pasar todo el flujo de licor mezclado a través de un sifón invertido subterráneo como se muestra en la fig. 13. Al inicio del conducto se coloca un aireador de turbina que consiste en una propela y un difusor de aire a presión. La segunda alternativa presentada por Christopher y denominada aereación de flujo horizontal se presenta esquemáticamente en la fig. 14. El sistema consiste en series de tubos difusores con una propela que provoca el sentido de flujo y el mezclado de la masa microbiana.

Criterios de diseño.

A continuación se presenta un resumen de los criterios de diseño de zanjas de oxidación.

t	-	Tiempo de retención hidráulica	-	12 a 96 hrs.
Oc	-	Tiempo de retención celular	-	20 a 30 días
SSVLM-		Sólidos suspendidos volátiles del licor mezclado	-	3000 a 5000 mg/l
HP	-	Potencia de aireadores	-	4.7 a 23 HP/1000 m ³
SSLM	-	Sólidos suspendidos del licor mezclado.	-	3000 a 8000 mg/l
F/M	-	Relación comida-microorganismos	-	0.03 - 0.10

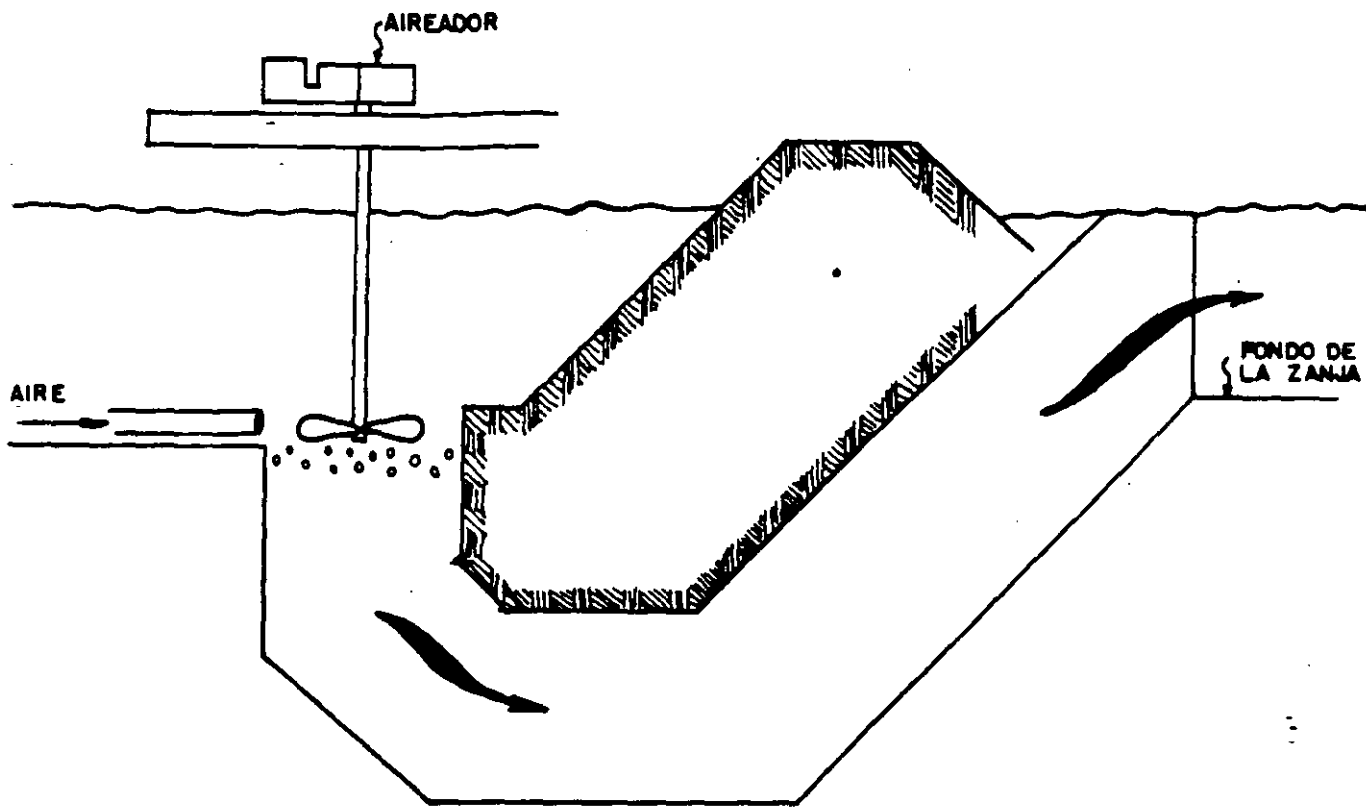


FIG-13 SISTEMA DE AIREACION CON CONDUCTO SUBTERRANEO.

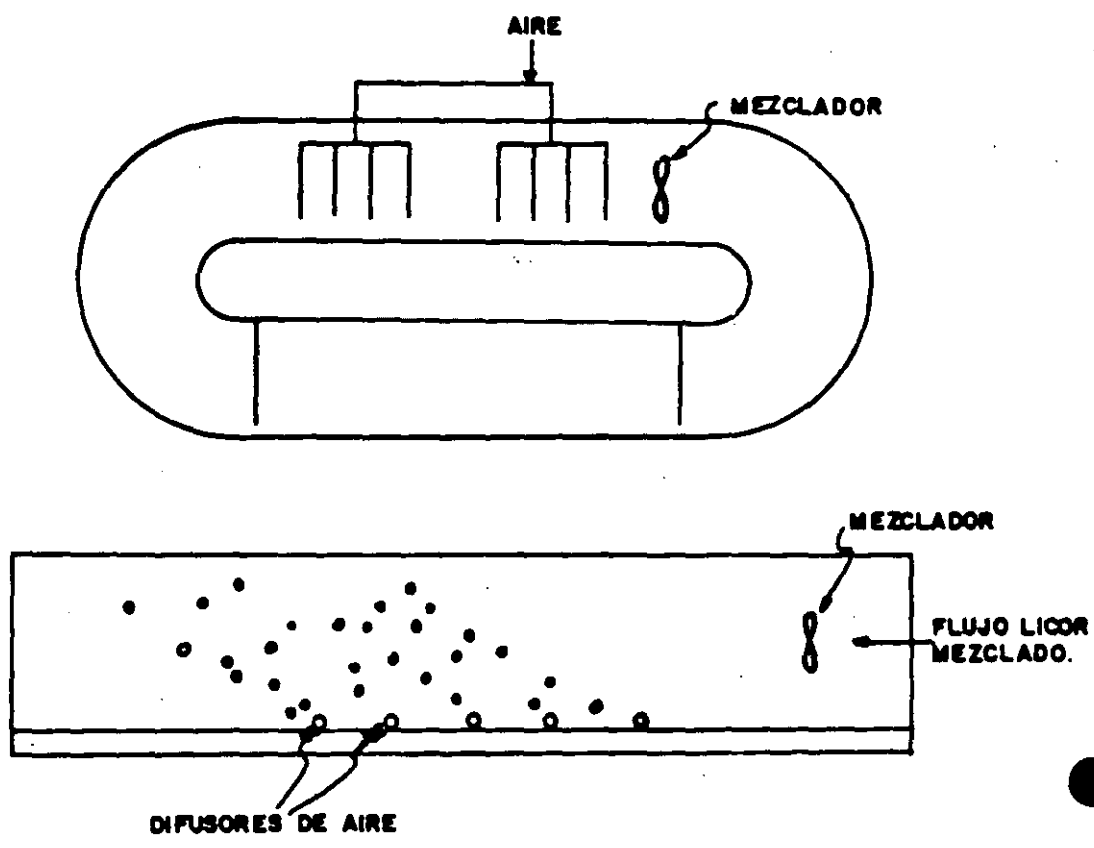


FIG-14 AIREACION DE FLUJO HORIZONTAL (REF. 4).

R=Qw/Q- Tasa de recirculación de lodos - 0.25 a 0.75
carga orgánica - 0.16 a 0.32Kg DBO5/m3-día

Lodos activados con utilización de oxígeno puro.

Las aguas residuales concentradas especialmente las generadas en procesos industriales con altas demandas de oxígeno para su procesamiento requieren de potencias de aereación elevadas que compiten económicamente con la generación de oxígeno que empleado en lugar de aire normal, incrementa la transferencia de este elemento para el metabolismo biológico.

La necesidad de recircular el oxígeno no aprovechado por los microorganismos obliga al empleo de tanque cerrados con mínima posibilidad de interconexión con el aire ambiente lo que encarece las inversiones y hace más compleja la operación. Es sin embargo un proceso promovido por los fabricantes de generadores de oxígeno y se ha utilizado en forma comercial principalmente en Estados Unidos y en algunos países Europeos.

Otras variantes de lodos activados.

Existen otras variantes al proceso de lodos activados que involucra patentes comerciales principalmente en los sistemas para mezclado y transferencia de oxígeno y en configuraciones de los tanque de aereación aplicandose diversidad de nombres para su distinción. Una comprensión adecuada del proceso de lodos activados permitirá identificar las condiciones de operación de los microorganismos y las ventajas y desventajas de los sistemas planteados por lo que no se considera necesario un análisis a mayor detalle de estas variantes comerciales.

Lagunas aereadas.

La variante conceptual que considera microorganismos en suspensión y que difiere de lodos activados por no contar con recirculación de biomasa son las lagunas aereadas. En este sistema las aguas residuales entran normalmente como agua cruda directamente al tanque de aereación donde en contacto con una masa biológica reducida y en agitación constante promueve el crecimiento biológico generandose la transformación de materia orgánica en forma soluble

a materia orgánica en forma suspendida que puede ser removida con facilidad. Los tiempos de retención hidráulicos que en este caso corresponden a los tiempos de retención celular deben de mantenerse por arriba de los tres días (72 horas), para permitir la generación de microorganismos.

La ventaja de este proceso es no requerir estructuras costosas para sedimentación ni equipos para recirculación de lodos lo que permite que generalmente los tanques de aereación se formen con muros de tierra compactada sin embargo el aspecto negativo de este proceso estriba en los altos requerimientos de energía necesaria para mantener en suspensión a los flóculos biológicos en tanques de estas proporciones. En algunos casos se permite la sedimentación de los sólidos suspendidos utilizando menor potencia de aereación lo que reduce los costos pero asimismo reduce las eficiencias de tratamiento y en estos casos se requieren tiempos de retención que normalmente son superiores a los siete días.

Estas lagunas generan un efluente con elevadas concentraciones de Sólidos suspendidos y por lo tanto de materia orgánica requiriéndose lagunas de pulimento o maduración, si es que se requiere la descarga del efluente a un cuerpo receptor.

Cinética del proceso.

Para poder estudiar la cinética del proceso de lodos activados, analizaremos primeramente la cinética del crecimiento biológico que puede ser representada como un proceso de lodos activados en un reactor batch. En este reactor, el sustrato o comida (F), la masa de microorganismos activos (Ma), la masa de endógena (Me) y la masa total o sólidos suspendidos del licor mezclado (M), varían con respecto al tiempo como se muestra en la fig. 15. De esta figura podemos establecer que:

- 1) Durante el crecimiento logarítmico:

La rapidez con que crece la masa activa es proporcional a la masa activa presente.

$$\frac{dMa}{dt} = kMa$$

$$Ma = Mao e^{kt}$$

De la misma forma, el crecimiento de los microorganismos es directamente proporcional al decremento de la comida.

Q = Gasto
 F = Sustrato
 Ma = Microorganismos activos
 Fi = Sustrato inicial

$$\frac{dMa}{dt} = -A \frac{dF}{dt}$$

$$\text{de donde } (Ma - Mao) = A (Fi - F)$$

donde Fi es la cantidad de comida inicial (DBO5inf).

$$Mao (ekt - 1) = A AF$$

Si consideramos que el sistema es aerobio, la rapidez con que incrementa la masa activa de microorganismos es proporcional a la rapidez con que se consume el oxígeno utilizado en síntesis.

$$\frac{dO}{dt} = -B \frac{dMa}{dt}$$

2) Durante la fase de decrecimiento del crecimiento.

En esta etapa la comida es limitante y el crecimiento biológico es proporcional a la rapidez con que se consume el alimento, y por lo tanto el consumo de comida es proporcional a la cantidad de comida remanente.

$$\frac{dF}{dt} = -k_1 F$$

$$F = Fo e^{-k_1 t}$$

donde F_0 es la comida al inicio de la fase de decrecimiento del crecimiento.

en esta etapa, cuando la comida empieza a ser limitante, se inicia la respiración endógena afectando el crecimiento de los microorganismos activos.

$$\frac{dMa}{dt} = -K' \frac{dF}{dt} - KeMa$$

donde Ke es la constante de respiración endógena

3) Durante la fase de respiración endógena.

La concentración de comida se encuentra en el límite inferior y por lo tanto se puede considerar una transformación nula de la comida.

$$-\frac{dF}{dt} = 0$$

La masa de microorganismos activos se ve afectada solo por la respiración endógena.

$$\frac{dMa}{dt} = -Ke Ma$$

$$Ma = Ma_0 e^{-ket}$$

La masa endógena se incrementa proporcionalmente a la disminución de la masa activa.

$$-\frac{dMe}{dt} = 0.2 \frac{dMa}{dt} = -0.2 keMa$$

El 0.2 se debe a que se considera que es la fracción no degradable de la célula biológica que permanecerá como material estable.

Reactor continuo.

En un reactor continuo que ha alcanzado su equilibrio entre la población biológica y la cantidad de sustrato que se alimenta, como el que se muestra en la fig. 16, se puede establecer el siguiente análisis:

Remoción del sustrato.

Un balance de material que considere el sustrato puede establecerse como sigue:

$$\text{lo que entra} = \text{lo que sale} + \text{lo que se metaboliza}$$

es decir:

$$QF_i = QF + \text{metabolismo.}$$

Si consideramos que la población biológica en el reactor se encuentra en la etapa de decrecimiento del crecimiento o sea que la limitante es la comida.

$$QF_i = QF + k_m FV$$

donde k_m es la constante de metabolismo o la rapidez con que los microorganismos utilizan el sustrato.

Dividiendo entre Q

$$F_i = F + F k_m t$$

$$F = \frac{F_i}{k_m t + 1}$$

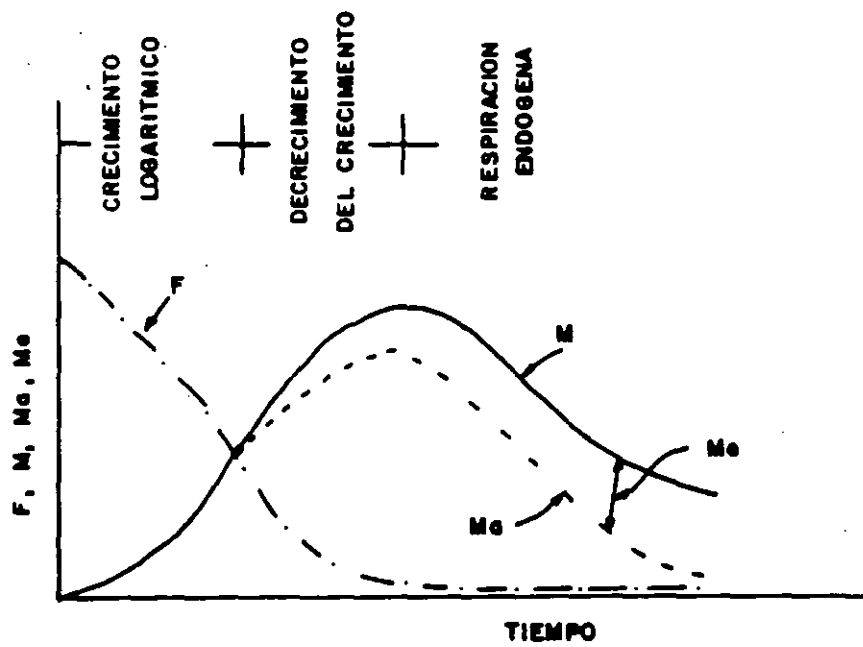
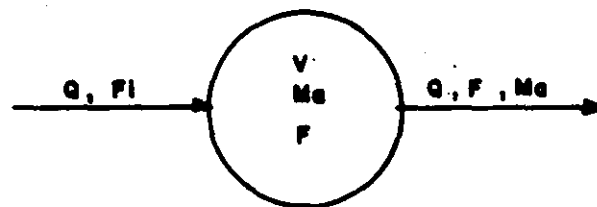


FIG-15 COMPORTAMIENTO BIOLÓGICO EN UN REACTOR BATCH.



Q = GASTO
F = SUSTRATO
Ma = MICROORGANISMOS ACTIVOS.
Fi = SUSTRATO INICIAL.

FIG-16 REACTOR CONTINUO SIN RECIRCULACION,

Crecimiento biológico.

De la fig. 16 y considerando que la población biológica en el influente del reactor es mínima:

lo que se sintetiza = lo que se desplaza + resp. endógena.

$$ksFV = QMa + keMaV$$

$$Fkst = Ma + Maket$$

$$Ma (1 + ket) = ksFt$$

$$Ma = \frac{ksF}{1 + ke} \frac{t}{t}$$

Crecimiento endógeno

$$QMe = a ke Ma V \quad a = 0.2$$

$$Me = 0.2 ke Ma t$$

Sólidos inorgánicos (Mii)

$$Mii = 0.1 (Ma + Me)$$

Incremento total de sólidos

$$Mt = Ma + Me + Mii$$

Tasa de utilización del oxígeno.

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (ADB05) - 1.43 (M_a + M_e)}{t}$$

Tiempo de retención.

Sustrato en el efluente

$$DBO5_{eff} = F + 0.8 M_a$$

Reactor continuo con recirculación de lodos.

En la fig. 17 se presenta esquemáticamente el sistema de lodos activados considerando recirculación de microorganismos al tanque de aereación. Si consideramos que el sistema se encuentra en equilibrio y que la población biológica se encuentra en la fase de decrecimiento del crecimiento, podemos efectuar el siguiente análisis:

a) Metabolismo del sustrato.

De un balance de materiales del sistema en la fig. 17, considerando el sustrato:

lo que entra = lo que sale + lo que se metaboliza

$$QF_i = F + k_m FV$$

$$QF_i = QF + k_m FV$$

$$\frac{F_i - F}{f} = k_m t$$

$$F_i = k_m F_t + F$$

Q_r = Gasto de recirculación
 Q_w = Gasto de lodos de desecho
 M_{ae} = Microorganismos en el efluente
 M_{ar} = Masa de microorganismos en la recirculación

$$F = \frac{F_i}{k_m t + 1}$$

donde t es el tiempo de retención hidráulica teórico.

b) Producción de microorganismos.

lo que entra + lo que se sintetiza = lo que sale + resp. endógena.

$$K_s FV + Q_r M_{ar} = (Q + Q_r) M_a + K_e M_a V$$

Por otro lado, a partir de un balance de masa en el sedimentador:

$$(Q + Q_r) M_a = (Q - Q_w) M_{ae} + Q_w M_{ar} + Q_r M_{ar}$$

Sustituyendo en la ecuación previa.

$$K_s FV + Q_r M_{ar} = (Q - Q_w) M_{ae} + Q_w M_{ar} + Q_r M_{ar} + M_{ar} K_e M_a V$$

Cancelado $Q_r M_{ar}$

$$K_s FV = (Q - Q_w) M_{ae} + Q_w M_{ar} + K_e M_a V$$

Si Q_w es una fracción de Q o sea XQ

$$K_s FV = Q (1 - X) M_{ae} + XQ M_{ar} + K_e M_a V$$

dividiendo entre Q

$$K_s Ft = (1 - X) (M_{ae} + X M_{ar} + K_e M_a t)$$

dividiendo entre t

$$K_s F = \frac{(1 - X)}{t} M_{ae} + \frac{X}{t} M_{ar} + K_e M_a$$

De un balance de materiales en el sistema:

$$\frac{(1 - X)}{t} M_{ae} + \frac{X}{t} M_{ar} = \frac{M_a}{t_s}$$

donde t_s es el tiempo que permanecen los microorganismos en el sistema o tiempo de residencia celular.

por lo tanto

$$K_s F = \frac{M_a}{t_s} + K_e M_a$$

$$M_a = \frac{K_s F}{1 + K_e t_s}$$

c) Masa endógena

$$M_e = 0.2 K_e M_a t_s$$

d) Masa orgánica inerte

$$M_i = (M_i \text{ en el influente}) \left(\frac{t_s}{t} \right)$$

e) Masa inorgánica inerte

$$M_{ii} = (M_{ii} \text{ en el influente}) \left(\frac{t_s}{t} \right) + 0.1 (M_a + M_e)$$

f) Sólidos suspendidos del licor mezclado.

$$M_t = M_a + M_e + M_i + M_{ii}$$

$$M_V = M_a + M_e + M_i \text{ (SSVLM)}$$

g) Utilización del oxígeno.

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (F_i - F)}{t} - \frac{1.43 (M_a + M_e)}{t_s}$$

ó

$$\frac{dO}{dt} = \frac{0.5 (F_i - F)}{t} + 1.14 K_e M_a$$

h) Sustrato en el efluente.

$$DBO_{5eff} = F + 0.8 M_{ae}$$

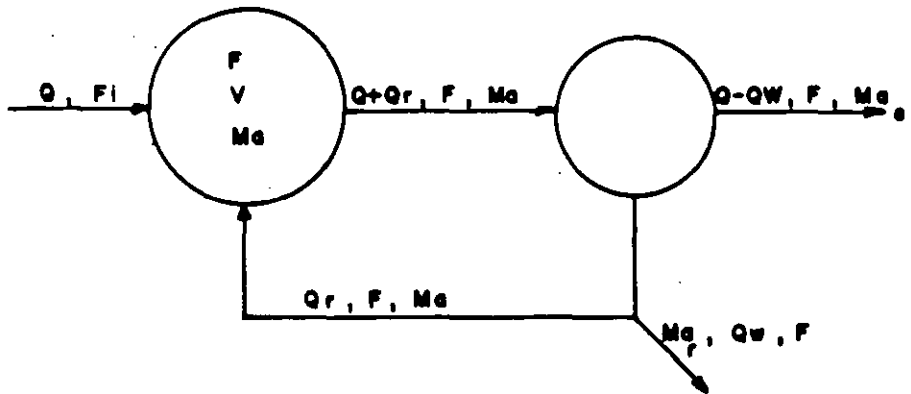
$$\text{donde } M_{ae} = M_e \left(\frac{M_a}{M_T} \right)$$

Evaluación de las constantes del sistema.

La constante de metabolismo se puede obtener a partir de la ecuación de remoción de sustrato:

$$F_i = K_m F_t + F$$

$$\frac{F_i - F}{F} = K_m t$$



Q_r = GASTO DE RECIRCULACION.
 Q_w = GASTO DE LODOS DE DESECHO.
 Ma = MICROORGANISMOS EN EL EFLUENTE
 Ma = MASA DE MICROORGANISMOS EN LA RECIRCULACION.

FIG.-17 REACTOR CONTINUO COMPLETAMENTE MEZCLADO CON RECIRCULACION.

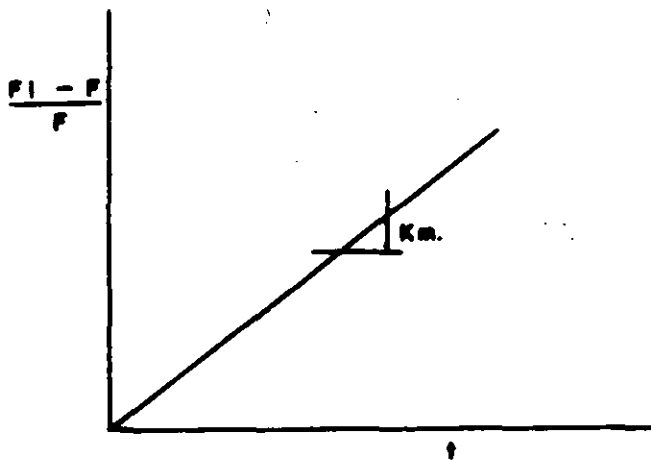


FIG.-18 DETERMINACION DE K_m .

Ecuación de una recta con pendiente K_m y que pasa por el origen. Por lo tanto, realizando un experimento a nivel laboratorio se puede obtener una recta como la que se muestra en la fig. 18. cuya pendiente es K_m .

$$K_s = 0.7 K_m$$

y

$$k_e = 0.02 \text{ hr}^{-1} \text{ a } 20 \text{ grados centígrados.}$$

Estas constantes dependen de la temperatura, variando de acuerdo con la siguiente relación:

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

donde θ es el coeficiente de actividad biológica que de acuerdo a algunos autores varía entre 1.05 y 1.15. Parece ser que este coeficiente está relacionado con la viscosidad del agua la cual varía con la temperatura. En este caso $\theta = 1.075$.

EJEMPLO DE APLICACION:

A continuación se presenta un ejemplo simple para dimensionar el reactor biológico de un sistema de lodos activados completamente mezclados, los datos básicos son los siguientes:

$$Q = 200 \text{ l/s}$$

$$\text{DBO influente} = 220 \text{ mg/l}$$

$$\text{SS} = 200 \text{ mg/l}$$

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

$$T \text{ prom. agua} = 16 \text{ grados centígrados.}$$

$$\text{SSVNB} = 60 \text{ mg/l}$$

Los valores de las constantes de biodegradabilidad a 20 grados centígrados y su dirección a 16 grados centígrados. utilizando la relación de Van Hoff Arhenius y un valor del coeficiente de actividad biológica de 1.035 se presentan a continuación:

20 grados centígrados

16 grados centígrados

$$K_m = 7.2 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_m = 7.2 (1.035)^{16-20} = 6.27 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_s = 5.0 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_m = 5.0 (0.87) = 4.35 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.02 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.0174 \text{ hr}^{-1}$$

En forma esquemática, el proceso global de tratamiento se presenta en la figura 19, donde se establece que las concentraciones de DBO5 y sólidos suspendidos en el efluente serán de 30 mg/l en ambos casos.

$$\text{DBO5 efluente} = F + 0.8 \text{ SSVef}$$

$$30 = F + 20.8$$

$$F = 30 - 20.8$$

$$F = 9.2 \text{ mg/l}$$

$$F = \frac{F_i}{K_m t + 1}$$

$$t = \frac{1}{K_m} \left[\frac{F_i}{F} - 1 \right]$$

$$t = \frac{1}{6.27} \left[\frac{154}{9.2} - 1 \right]$$

El tiempo de retención hidráulico necesario para alcanzar la eficiencia deseada es de:

$$t = 2.51 \text{ hr}$$

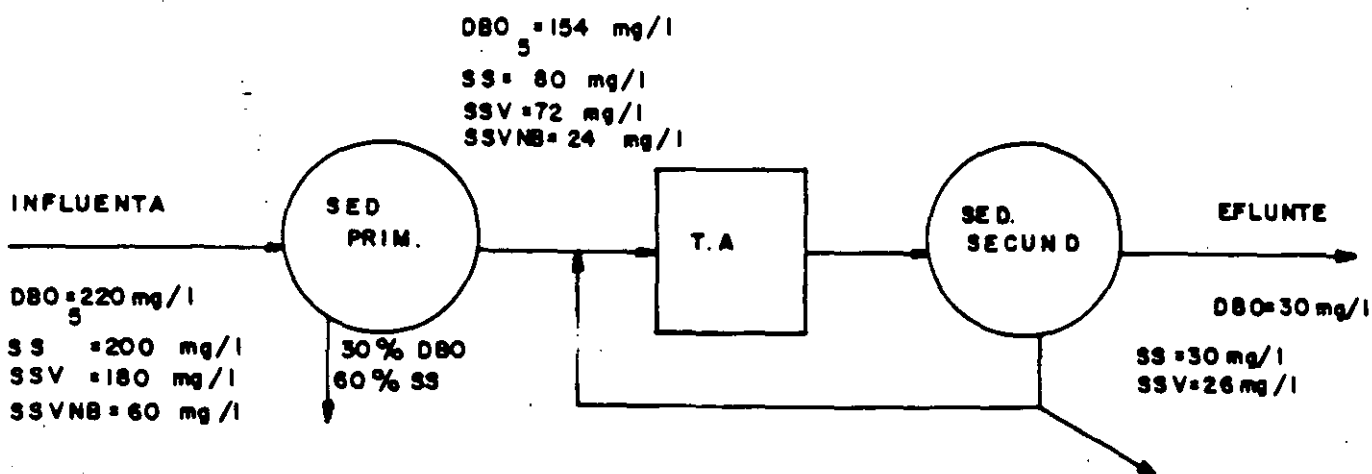


FIG.19 CONDICIONES DE OPERACION.

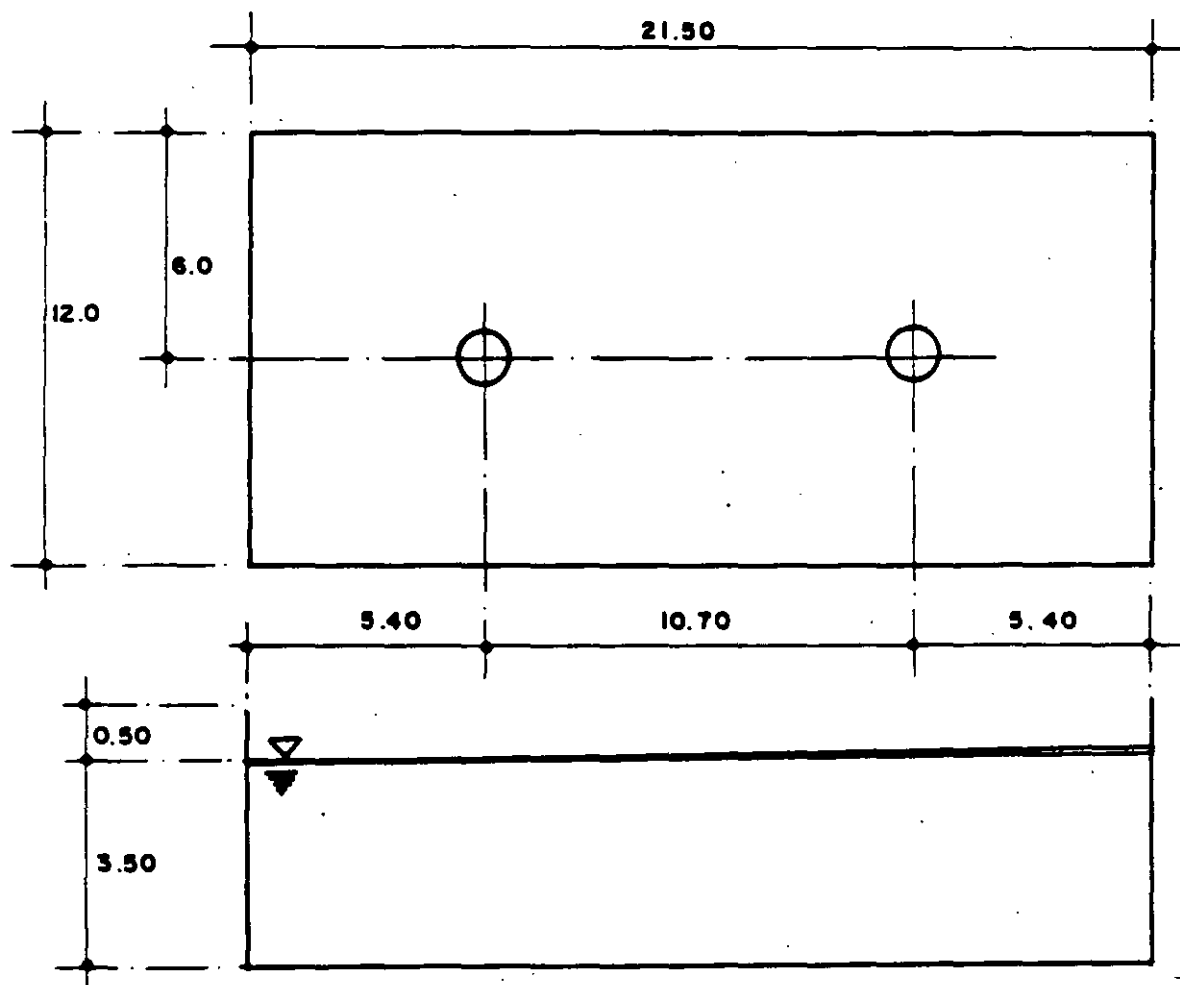


FIG-20 DIMENSIONES TANQUE AERACION.

Considerando 2 módulos:

$$Q = 100 \text{ l/s}$$

$$\text{Vol} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Profundidad} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Bordo libre} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad total} = 4.0 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 258.17 \text{ m}^2$$

Ver figura 20.

Considerando un tiempo de retención celular de 5 días = 120 hrs, la concentración de masa activa en el reactor será de:

$$Ma = \frac{Ks F}{Ke + (1/ts)} = Ma = \frac{(4.35) (9.2)}{(0.0174) + (1/120)}$$

La concentración de masa endógena:

$$Me = 0.2 Ke Ma ts = 0.2 (0.0174) (1554.4) (120)$$

$$Me = 649.12 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inerte (orgánica no biodegradable)

$$Mi = Miinf (ts/t) = 24 (120/2.51) = 1147.41 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inorgánica.

$$Mii = Miinf (ts/t) + 0.1 (Ma + Me)$$

$$Mii = 8 (120/2.51) + 0.1 (1554.4 + 649.12) = 602.8 \text{ mg/l}$$

Por lo tanto:

$$\text{SSLM} = Ma + Me + Mi + Mii$$

$$\text{SSLM} = 1154.4 + 649.12 + 1147.41 + 602.8 = 3953.7 \text{ mg/l}$$

$$\text{SSVLM} = Ma + Me + Mi = 3350.9 \text{ mg/l}$$

Requerimientos de oxígeno:

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (F_i - F)}{t} - \frac{1.42 (M_a + M_e)}{t_s}$$

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (154 - 9.2)}{t} - \frac{1.42 (1554.4 + 649.12)}{t_s}$$

$$\frac{dO}{dt} = 86.53 - 26.07 = 60.46 \text{ mg/l hr}$$

Vol/tanque = 903.6 m³

$$\frac{dO}{dt} = 60.46 \times 10^{-3} \times 903.6 \times 10^3$$

$$\frac{dO}{dt} = 54.63 \text{ kg D}_2/\text{hr}$$

Transferencia de O₂ - aproximadamente 1 - 1.4 kg O₂/HP/hr

∴ 39 HP ≈ 40 HP

Requerimientos de potencia por mezclado.

Los requerimientos de potencia para mantener mezcla completa en el reactor biológico citados en la literatura técnica varía considerablemente. Para fines de este ejemplo se considera como valor mínimo recomendable el de HP/1000 pies cúbicos O₂ - 0.0352 HP/m³. Por lo tanto.

$$\text{HP } 0.0352 \times 903.6 = 31.81 \text{ HP}$$

Los requerimientos de oxígeno, por lo tanto son:

2 aereadores de 20 HP c/u

COSTO DE OPERACION POR ENERGIA ELECTRICA.

Considerando un costo de \$ 200/Kw-hr

$$80 (.7457) \times 24 \times 200 \times 31 = 8.88 \text{ millones de pesos/mes}$$

Generación de lodos de desecho:

$$\text{Primarios} = \frac{(200) (.6) (200) (86400)}{10} = 2073.6 \text{ kg/día}$$

Considerando una concentración del 4%

$$Q = 51.84 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Secundarios} = \frac{\text{SSLM} * \text{Vol}}{\text{ts}} = \frac{(3953.7) (903.6) (2) (10^{-6}) (10)}{5}$$

$$= 1429.02 \text{ kg/día}$$

$$\text{Secundarios} = y (Q) (F-F_i) (10^{-6}) (864000) = 1330.56 \text{ kg/día}$$

Considerando una concentración del 1.5%

$$Q = 95.27 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{\text{total}} = 147 \text{ m}^3/\text{día}.$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

LAGUNAS DE ESTABILIZACION

DR. JORGE AGUIRRE MARTINEZ

CONTENIDO

CAPITULO	No. PAGINA
I. INTRODUCCION	I. - 1
II. BASES DE DISEÑO	II. - 1
III. EJEMPLO DE DISEÑO	III.- 1
IV. REFERENCIAS	IV. - 1

LAGUNAS DE ESTABILIZACION

I. INTRODUCCION

Frecuentemente, se dice que las lagunas de estabilización son el sistema de tratamiento de los pobres, porque se piensa que basta con abrir un hueco en el suelo llenarlo de agua residual y solitas se depuran después de permanecer estancadas durante un tiempo razonablemente largo. A pesar de que es cierto que normalmente las lagunas son los sistemas más económicos para el tratamiento de los desechos líquidos generados en las diversas actividades humanas, éstas requieren de un diseño con bases científicas, así como de construcción y operación adecuada.

A. Antecedentes Históricos

Aunque las lagunas datan desde hace muchos siglos, utilizada para la disposición de los desechos de viviendas y animales en zonas rurales, no fue sino hasta principios de siglo, cuando la ciudad de San Antonio, Texas tuvo la necesidad de disponer de las aguas negras de una zona importante de su vigoroso crecimiento urbano. Se escogió una depresión honda del terreno (275 ha), como depósito temporal hasta encontrar una solución permanente. Al notar la capacidad de depuración de la depresión, la práctica se extendió rápidamente a toda la unión americana. Las experiencias obtenidas en las distintas zonas climáticas de los EUA permitieron elaborar criterios empíricos de diseño, con el objeto de maximizar la eficiencia de estos sistemas y minimizar los problemas de malos olores a la población cercana.

Parece ser que el primer uso de un sistema de lagunas, especialmente diseñadas para el tratamiento de aguas residuales fue en Dakota del Norte, EUA. Después de un período de estudios de campo en 1940 - 1950, se inició la elaboración de criterios racionales para el diseño de lagunas. En 1962 ya había 1647 lagunas de estabilización en los EUA para el tratamiento de aguas negras y probablemente un número igual para el tratamiento de aguas residuales industriales y agrícolas. El uso de lagunas se extendió a Europa, Australia, Nueva Zelanda, Africa del Sur, la India, Israel, Brasil y Canadá (Gloyne, 1971).

Durante las dos últimas décadas, de los años de 1970 a la fecha, han aparecido numerosas recomendaciones de diseño, tanto en los EUA como América del Sur. Estas han sido en base a normas de carga orgánica y tiempo de retención; por ejemplo, algunos estados del suroeste de los EUA recomiendan una carga máxima de DBO-5 de 56 kg/ha por día, hasta que se cuente con mayor experiencia para distintos tipos de desechos y sitios geográficos.

Investigación básica y aplicada también ha crecido rápidamente en los últimos años. El diseño de lagunas basado en experiencias de laboratorio y campo se han ido aproximando cada vez más. Es la opinión de un número cada vez mayor de ingenieros que las lagunas de estabilización han sufrido suficiente estudio y desarrollo, para ser consideradas uno de los principales tipos de tratamiento de aguas residuales.

B. Aplicabilidad

Es difícil clasificar las lagunas por tipo de desecho que reciben, tamaño, forma, modo de operación y objetivos del tratamiento; sin embargo, a continuación se presentan algunas aplicaciones típicas de lagunas de estabilización.

Si la principal consideración es la reducción de DBO, normalmente se utiliza una combinación de lagunas anaerobias y facultativas o facultativas independientes. En cambio, cuando es necesario reducir el número de organismos patógenos, las lagunas conectadas en serie dan los mejores resultados. Un sistema conectado en serie puede incluir lagunas anaerobias, facultativas y de maduración o de las últimas dos únicamente.

El esquema y forma de operar dependerán de los objetivos y grado de flexibilidad requerida del sistema. Un diseño en serie se usa generalmente donde la carga orgánica es grande y se desea reducir la cuenta de coliformes. Los sistemas en paralelo se aplican cuando se necesita tener mucha flexibilidad en la operación. Los desechos con grandes cantidades de sólidos y sustancias tóxicas o color necesitan un tratamiento especial. Los desechos industriales, en contraste a las aguas residuales domésticas, requieren un tratamiento individual, para cada caso.

Los procesos biológicos se controlan principalmente mediante el tiempo de retención y la temperatura, y para tener una operación ideal, es deseable que los gastos de entrada y salida sean iguales. Aunque diferencias en los gastos no destruyen el sistema, percolación y evaporación excesivas pueden ejercer una influencia muy marcada sobre un sistema de lagunas de estabilización. La laguna de maduración se ha vuelto una parte integral de los sistemas de tratamiento por lagunas en varias partes del mundo, ya que el efluente de estas lagunas es comparable con los resultados obtenidos de la cloración de efluentes de filtros de arena.

El uso de lagunas de estabilización ha proliferado en todo el mundo, para recibir el efluente de unidades de tratamiento biológico sobrecargadas. Este tipo de lagunas se diseñan para mejorar el efluente de plantas de lodos activados, filtros biológicos, lagunas anaerobias y facultativas, etc. Normalmente, el objetivo es el de preparar el agua para ser reutilizada, disminuyendo la DBO.

Lagunas de Estabilización

En varios países se está prestando mayor atención a la recarga de acuíferos con aguas residuales tratadas. En Israel, donde el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales tiene grandes ventajas sobre plantas convencionales, se han elaborado sistemas de lagunas para manejar los desechos de ciudades en exceso de un millón de habitantes. Los sistemas incluyen el uso de lagunas anaerobias y facultativas; y, el efluente se infiltra al subsuelo, para extraerlo dos años después a través de pozos.

C. Tipos de Lagunas

Se han utilizado muchos diferentes nombres a los distintos tipos de lagunas, incluyendo lagunas de aguas negras, lagunas de oxidación, lagunas de maduración, lagunas facultativas, lagunas anaerobias, lagunas de estabilización aerobias, y lagunas de oxidación con aeración mecánica.

Para los propósitos de este trabajo, las lagunas se definen de la siguiente manera. El término laguna de estabilización se usa para describir cualquier laguna o sistema de lagunas diseñadas para el tratamiento biológico de aguas residuales. Una laguna de estabilización anaerobia, como proceso de pretratamiento, es básicamente un digestor que no requiere oxígeno disuelto, ya que las bacterias anaerobias degradan los desechos orgánicos complejos. Una laguna de estabilización aerobia es una donde las bacterias aerobias degradan los desechos y las algas, a través de la fotosíntesis, proporcionan suficiente oxígeno para mantener el sistema aerobio. Una laguna de estabilización facultativa es una donde existe una capa superior aerobia (mantenida por las algas) y una zona inferior anaerobia. En la laguna facultativa se pueden encontrar organismos aerobios, facultativos y anaerobios. Una laguna de estabilización mecánicamente aerada es una donde aeradores mecánicos suplementan o reemplazan a las algas como medio para proporcionar el oxígeno disuelto requerido. Este tipo de laguna puede funcionar como un sistema aerobio o facultativo. En algunas lagunas aeradas mecánicamente, la turbulencia puede no ser suficiente para mantener todos los sólidos en suspensión; por consiguiente, los lodos se pueden sedimentar y entrar en descomposición anaerobia, mientras que el resto de la laguna permanece aerobia.

Lagunas que reciben aguas residuales crudas se denominan lagunas de estabilización primarias. Lagunas que reciben efluentes de sedimentación primaria o tratamiento biológico secundario se denominan lagunas de estabilización secundaria. Igualmente, una laguna que sirve como segundo o tercer elemento de una serie funciona como una unidad aerobia o facultativa secundaria. Una laguna cuya principal función es la reducción del número de organismos patógenos, mediante un tiempo prolongado de retención se llama laguna de maduración. Una laguna de maduración puede ser utilizada para la cría de peces, tales como carpa y puede ser denominada como una laguna de peces. La configuración física y el

modo de operación también pueden ser utilizados para categorizar un sistema de lagunas. Las lagunas pueden ser diseñadas para funcionar en serie o en paralelo.

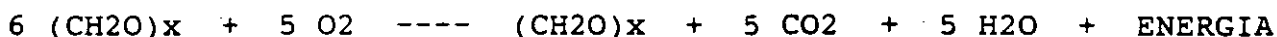
La mayoría de las lagunas, en uso actualmente, son unidades de tratamiento facultativo. En este aspecto, se asemejan al funcionamiento de ríos y lagos. Se mantienen condiciones aerobias cerca de la superficie y a veces a través de la mayor parte de la profundidad de la laguna. Sin embargo, persiste un ambiente anaerobio cerca del fondo, donde siempre habrá materia orgánica sólida sedimentada.

II. CRITERIOS DE DISEÑO

Se ha logrado progresar bastante en el diseño de lagunas de estabilización desde los primeros intentos en los años de 1950. Existen tres principales métodos elaborados por Gloyna (1969), Oswald (1960) y Marais (1966).

La remoción de materia orgánica de las aguas residuales es el resultado de dos mecanismos operativos en las lagunas de estabilización. El primer proceso es el de sedimentación y precipitación (Porges, 1963) de sólidos sedimentables, sólidos suspendidos, y hasta partículas coloidales, por la acción de sales ligeramente solubles en un ambiente de pH cambiante. El segundo proceso involucra la combinación de transformaciones biológicas causantes de la oxidación y reducción de desechos orgánicos que entran a la laguna. Las cuatro principales reacciones biológicas que se llevan a cabo en una laguna han sido descritas por Oswald (1968) y Gloyna (1969):

- 1) la oxidación aerobia de materia orgánica carbonosa a lodo bacteriano, bióxido de carbono y agua,



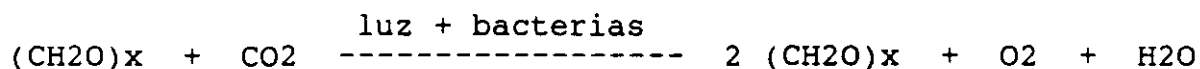
- 2) la formación de ácidos orgánicos de la conversión anaerobia de carbohidratos a células bacterianas y otros compuestos relacionados,



- 3) la fermentación a metano de los ácidos orgánicos y bióxido de carbono,



- 4) y la conversión fotosintética del bióxido de carbono a compuestos orgánicos y oxígeno libre por la luz solar,



Estas cuatro transformaciones biológicas representan las reacciones fundamentales que se llevan a cabo en la mayoría de los procesos biológicos empleados en la degradación de la materia contaminante presente en las aguas residuales. Un entendimiento de como son afectadas por factores ambientales ayudará en el diseño y construcción de lagunas de estabilización. El diseño de lagunas de estabilización se ha enfocado a propiciar las condiciones que permiten el desarrollo de alguna o algunas de las reacciones mencionadas arriba. Así se pueden definir cuatro principales categorías de lagunas (Marais, 1966):

- 1) lagunas anaerobias donde las principales reacciones son la producción de ácidos orgánicos y la fermentación de metano;
- 2) lagunas facultativas donde la estratificación permite el predominio de reacciones anaerobias en la zona inferior y oxidación aerobia, en conjunción con la fotosíntesis, en la parte superior;
- 3) lagunas de maduración, que son similares a las lagunas facultativas, con la excepción de que normalmente reciben el efluente de ellas y se usan exclusivamente para la reducción de organismos patógenos; y
- 4) lagunas aerobias de alta tasa, que normalmente están en condiciones aerobias en toda su profundidad y son utilizadas principalmente para obtener un rendimiento máximo de algas, con la intención de cosecharlas del efluente.

A. Lagunas de Estabilización Anaerobias

La teoría operacional y los mecanismos de las lagunas de estabilización anaerobia son muy similares a los del proceso de contacto anaerobio. La fermentación anaerobia es un proceso de dos etapas, que es sensible a las condiciones ambientales. La fermentación es el resultado de la acción de dos diferentes tipos de bacterias, las formadoras de ácidos y las productoras de metano. Durante la etapa de formación de ácidos, grupos heterogéneos de bacterias anaerobias y facultativas convierten la materia orgánica compleja (proteínas, carbohidratos y lípidos) en ácidos orgánicos mediante hidrólisis y fermentación. Finalmente, las bacterias del metano transforman estos productos intermedios a metano, amoníaco, bióxido de carbono, hidrógeno, agua y materia celular nueva. La fermentación ácida resulta en poca o nada de reducción de DQO y sólo en la segunda etapa es que hay remoción de materia orgánica oxidable. La cantidad removida está en proporción directa a la cantidad de metano producido (Foree y McCarty, 1968).

Las condiciones físicas y ambientales tienen que favorecer el desarrollo de una población sana de bacterias formadoras de metano, para que la laguna anaerobia pueda funcionar adecuadamente. Los principales factores que afectan el crecimiento de las bacterias formadoras de metano son los siguientes: temperatura, pH, tiempo de retención y tasa de carga orgánica. La acumulación de lodo también es una consideración importante de la ecología de la laguna, que se presenta esquemáticamente en la Figura N° 1.

A.1 Temperatura y pH. La fermentación del metano es muy sensible a la temperatura, habiéndose observado que un aumento de 5°C en la temperatura puede resultar en una producción siete veces mayor

Lagunas de Estabilización

de gases evolucionados de la capa anaerobia de lodos (Oswald, 1964). Se determinó que la cantidad de gases producidos es proporcional a la temperatura (Oswald, 1970):

$$G \text{ (pies cúbicos/acre)} = 450 (T - 15)$$

La fermentación del metano puede llegar a eliminar de 60 kg DBO-5/ha/d a 16½C hasta 1200 kg DBO-5/ha/d a 35½C.

A.2 Profundidad y Tiempo de Retención. Las lagunas anerobias varían considerablemente en tamaño y tiempo de retención. Se han logrado eficiencias hasta del 70% de remoción de DBO-5 en lagunas anaerobias con una profundidad de 1.2 metros (Cooper et al, 1965) y tiempos de retención de tan sólo un día (Parker et al, 1959).

La profundidad recomendada varía desde 1.2 metros hasta más de 3 metros (Oswald, 1967). Las lagunas con mayor profundidad tienen las ventajas de:

- 1) utilizar con mayor eficiencia el terreno,
- 2) mantener las bacterias productoras de metano protegidas de los cambios ambientales y el oxígeno disuelto; y
- 3) proporcionar una zona más compacta para la acumulación de los lodos.

El tiempo de retención en lagunas anaerobias se debe mantener a un mínimo, que puede variar de un día hasta 5 días, para compensar por la disminución de actividad bacteriana durante las épocas de invierno. McGarry y Pescod (1970) encontraron poco significado en los efectos del tiempo de retención sobre la eficiencia en remoción de DBO-5 en lagunas anaerobias operadas en zonas cálidas; por lo cual, parece ser más importante la retención de los sólidos depositados, desde el punto de vista de evitar el lavado de la población activa de productores de metano, en la zona de fermentación, que el tiempo real de residencia del líquido. En lagunas profundas, una vez que una partícula de lodo llega a la zona de lodos, es casi seguro que permanecerá ahí hasta que sea fermentada en productos solubles y gaseosos.

A.3 Tasa de Carga Orgánica. Las lagunas anaerobias se deben cargar a una tasa que permita mantener la laguna anaerobia en toda su profundidad. La carga mínima necesaria para mantener condiciones anaerobias varía de 200 a 600 kg DBO-5/ha/d (Cooper et al, 1965) dependiente, probablemente, de la carga volumétrica y localización geográfica de la laguna. Para el sur de los EUA, lagunas cargadas a una tasa de 500 kg/ha/d fácilmente mantienen condiciones anaerobias (Oswald, 1967).

McGarry y Pescod (1970) consideran que la carga superficial de DBO es la variable con mayor influencia sobre la remoción de materia orgánica; y, que la adopción de una carga superficial máxima resultará en una mayor remoción de DBO. Se han reportado eficiencias de 65% a 87% para cargas de 550 a 1800 kg/ha/d, en Australia (Parker et al, 1950). Las tasa de remoción fueron 25%

mayores durante el verano y parece ser que una temperatura de 20°C determina la diferencia entre condiciones de verano e invierno. Van Eck y Simpson (1966) reportaron eficiencias de remoción del orden de 62% a 81% para cargas de 1692 a 2590 kg/ha/d durante el verano de 1964-65 en Africa del Sur, con temperaturas de 24°C a 27°C. Por lo anterior, Parker recomienda una carga de 900 a 1200 kg/ha/d durante el verano y de 675 kg/ha/d para condiciones de invierno. Obviamente, las condiciones de temperatura deben permitir la estabilización bacteriana, ya que la cinética biológica y química es dependiente de la temperatura.

Oswald (1968) recomienda una carga de 100 kg DBO-5/ha/d en el invierno y de 400 kg DBO-5/ha/d durante el verano. De esta forma se obtiene una eficiencia del 70% de reducción de DBO-5 y una producción de gas de 10 a 12 pies cúbicos por lb DBO-5. Con las cargas propuestas por Oswald es menor el problema de malos olores, que puede ser muy serio durante el verano.

A.4 Acumulación de Lodo. La principal forma de remover materia orgánica, en lagunas que tratan aguas negras, es a través de la sedimentación de sólidos suspendidos y su fermentación a metano. La materia sedimentable rápidamente llega a la zona de lodos debido a las condiciones tranquilas prevalentes en la laguna. Inicialmente, la acumulación de lodos se lleva a cabo a una tasa mayor que la degradación del lodo; una vez que la fermentación del metano alcanza su pleno desarrollo, se establece un equilibrio entre las tasas de acumulación de lodo y degradación, resultando en una acumulación neta de cero (Marais, 1970). En el caso de lagunas tratando desechos industriales se ha reportado la acumulación excesiva de lodos, necesitando la remoción de sólidos después de cinco años de operación. El lodo acumulado en lagunas anaerobias se digiere bien y es muy similar al producido en digestores anaerobios convencionales; el lodo se puede secar sin mayor problema ni producción de condiciones indeseables.

Parker (1959) encontró que lagunas anaerobias con acumulación de lodos dan mayores eficiencias en reducción de DBO, a pesar del hecho de que el tiempo de retención hidráulico se ve sensiblemente reducido por la acumulación de lodos. Estudios de campo indican que los sólidos que se encuentran más alejados del influente están más activos que los de reciente ingreso. Se ha demostrado que el mezclado incrementa la eficiencia, por lo cual se ha sugerido que el contacto del influente con lodos viejos puede resultar en mejores eficiencias. El mezclado de sólidos se logra, en lagunas anaerobias activas, mediante la evolución de gas, que a su vez, lleva el lodo a la superficie. La conversión de materia orgánica a metano es aceptado como el principal proceso mediante el cual se logra la destrucción del lodo depositado, aunque la remoción de DBO en el agua sobrenadante no parece seguir el mismo curso.

B. Lagunas de Estabilización Facultativas

Las lagunas de estabilización facultativas son las de uso más común. Dentro de la laguna facultativa, la acción de tres grupos principales de organismos se integra para formar una relación útil entre las algas productoras de oxígeno y las bacterias aerobias y facultativas. El tercer grupo de organismos, las bacterias productoras de metano, es realmente responsable del 90% al 95% del total de DBO removida, de aguas negras, a través de la emisión de gases (Cooper et al, 1965).

La profundidad de las lagunas facultativas, normalmente de 1.5 a 1.8 metros, es suficiente para permitir el desarrollo de estratificación térmica, en zonas facultativas y anaerobias. Las reacciones en la zona anaerobia son muy similares a las de una laguna anaerobia, descrita anteriormente. En las capas superiores abundan las algas y pueden supersaturar la laguna con oxígeno disuelto. La mayor parte del carbono sirve como fuente de energía para las bacterias y es respirado como CO₂; el remanente es utilizado para formar nuevas células (Gloyne, 1969). El CO₂ respirado por las bacterias es convertido a algas y no es removido a menos que salga en el efluente o cuando las algas y bacterias mueren, se sedimentan a la zona anaerobia y sufren fermentación a metano. Así parece que la oxigenación fotosintética y la fermentación a metano son los dos procesos claves que hacen posible la reducción de DBO en las lagunas facultativas (Oswald, 1960). En la Figura N° 2 se aprecia una representación esquemática de la ecología de una laguna de estabilización facultativa.

Los principales factores a considerar en el diseño de una laguna de estabilización facultativa se presentan a continuación.

B.1 Fotosíntesis y Producción de Oxígeno. Existen dos fuentes de oxígeno en las lagunas de estabilización; a saber,

- a) reaeración atmosférica, y
- b) fotosíntesis.

La reaeración atmosférica de poca importancia en el diseño de lagunas cuando éstas están cargadas levemente y hay un poco de mezclado debido al viento. La magnitud del déficit de oxígeno disuelto requerido para introducir cantidades apreciables de oxígeno a la laguna por difusión es lo suficiente grande como para provocar malos olores (Oswald, 1968). Normalmente, se pierde más oxígeno a la atmósfera desde lagunas saturadas durante las horas de día que el oxígeno que se absorbe durante la noche por reaeración.

Por tanto, la reoxigenación fotosintética es la principal fuente de oxígeno en una laguna facultativa. La fotosíntesis depende en gran medida de:

- a) luz solar abundante,

- b) pH y temperatura adecuados, y
- c) una abundante fuente de nutrientes.

La eficiencia de conversión de luz solar por las algas ha sido reportada por Oswald (1960), Copeland y Dorris (1962) y Hermann y Gloyna (1958), que varía entre 1% y 4%, dependiendo de la intensidad de la luz, temperatura, duración de la luz, tiempo de retención y concentración de CO₂. Bartsch (1961) indica que la intensidad óptima de luz para fotosíntesis es de 400 a 600 pies - candela, empezando a notarse inhibición entre 1000 y 4000 pies - candela. Se fijan aproximadamente 3.68 calorías por cada mg de oxígeno liberado y 1.67 mg de oxígeno son liberados por cada mg de algas sintetizadas (Oswald, 1960).

Hermann y Gloyna (1958) consideran que la producción de oxígeno, en lagunas operando con un ciclo aerobio - anaerobio, está influenciada por las variaciones en la población de algas. El sombreado entre células en cultivos concentrados ejerce mayor influencia sobre la producción de oxígeno que las variaciones en la intensidad de la luz durante el día.

B.2 Temperatura y pH. La temperatura parece ser uno de los factores principales en el funcionamiento de las lagunas. La temperatura del agua sigue una curva relativamente pareja a través de las distintas estaciones del año (Drews, 1966) y los cuerpos grandes de agua tienen un efecto amortiguador sobre los cambios bruscos de condiciones climatológicas.

Hermann y Gloyna (1958) y Suwannakarn (1963) han mostrado que el funcionamiento de las lagunas depende de la temperatura, esencialmente de acuerdo a la ecuación de van't Hoff - Arrhenius, que se puede aproximar con la siguiente expresión:

$$\frac{t}{t_0} = e^{c'(T_0 - T)} = \bar{\theta}^{(T_0 - T)}$$

donde

- t = tiempo de reacción requerido a cualquier temperatura (días)
- t₀ = tiempo de reacción original a una temperatura original (T₀)
- c' = características energía - temperatura de la ecuación de van't Hoff - Arrhenius (0.0693)

Esta relación entre la tasa de reacción química y la temperatura, cuando se aplica a condiciones en lagunas de estabilización, es útil sólo para temperaturas entre 9½C y 35½C. El crecimiento de las algas llega a un máximo entre 25½C y 30½C (Bartsch, 1961), y a medida que la temperatura excede los 30½C, la población de algas se verá disminuida aunque las bacterias utilicen el oxígeno a una mayor tasa.

Lagunas de Estabilización

Los efectos de la temperatura también se notan en la forma de estratificación térmica del agua. La estratificación es importante en las lagunas facultativas por la inhibición de mezclado y el mantenimiento de zonas separadas aerobias y anaerobias. Entre un 90% y 95% de la DBO última en lagunas estratificadas es removida como metano y otros gases producidos por la descomposición anaerobia en las partes inferiores de la laguna (Stahl y May, 1967).

La fotosíntesis, con el consumo de CO_2 , tiene una tendencia a subir el pH de la capa aerobia de las lagunas. Normalmente, el pH puede aumentar hasta 10 bajo condiciones favorables, dependiendo de la capacidad amortiguadora del agua de la laguna (Drews, 1966). La oxidación bacteriana máxima ocurre a un pH de 8.3 y a niveles mayores de 9.5 se ve seriamente reducido (Oswald, 1968).

B.3 Profundidad y Tiempo de Retención. Las lagunas facultativas se diseñan para producir un efluente comparable con el de procesos de tratamiento secundario y, como tal, ha sido una práctica común sobrediseñarlas para, asegurar un efluente aceptable. La profundidad y el tiempo de retención son dos factores muy importantes en el diseño de lagunas facultativas.

La profundidad de una laguna facultativa debe ser suficiente para permitir que se establezca un régimen térmicamente estratificado. Se recomiendan profundidades desde 0.45 m hasta más de 2 m; aunque, en general, una profundidad de 1.5 m a 2.0 m es la más comúnmente utilizada (Suwannakarn y Gloyna, 1963). Se ha señalado que para una superficie determinada, mayor profundidad proporciona un tiempo de retención mayor y tratamiento adicional, pero la tasa de tratamiento no aumenta en proporción directa al aumento en profundidad (Marais, 1963). De hecho, existe poca ventaja práctica en aumentar la profundidad más allá de 2.0 m para disminuir la superficie.

La profundidad mínima para lagunas facultativas es de 1.0 m, en el caso de zonas tropicales, de temperatura uniformemente alta (Hermann y Gloyna, 1958). Aunque las lagunas someras optimizan la utilización de la luz por las algas, son más sensibles a cambios en la carga orgánica del influente. Por lo cual, donde se requieren unidades de bajo costo y poco mantenimiento, se utilizan lagunas de 2.0 o más metros de profundidad.

Dentro de los ámbitos normales de operación, McGarry y Pescod (1970) encontraron que el tiempo de retención y la profundidad tienen muy poca influencia sobre la remoción de DBO-5, en lagunas experimentales recibiendo aguas negras. Purushothaman (1970) mostró que lagunas con profundidades de 0.6 a 1.2 m presentan eficiencias similares en la remoción de DBO-5, del orden de 80 por ciento.

La distribución de la carga en una laguna de estabilización está influenciada por la configuración de la unidad. Shindala y Murphy (1969) estudiaron varias configuraciones de lagunas y concluyeron

que las lagunas rectangulares permiten una distribución más uniforme de la carga que las de forma circular o irregular. Una relación de largo a ancho de 3 a 1 no deberá ser excedida.

El tiempo de retención parece variar más que la profundidad. Los tiempos de retención recomendados por varios investigadores va desde uno o dos días hasta 8 - 12 meses, dependiendo del clima y el tipo de desecho a tratar. Un tiempo de retención entre 20 y 30 días es el más comunmente aplicado en los EUA (Canter et al, 1969). Basado en la formulación de Gloyna, para temperaturas de 20°C y 10°C, se obtienen tiempos de retención de 36 y 82 días, respectivamente, para aguas residuales domésticas de 300 mg/l de DBO-ult. Aparentemente, períodos de 120 días o más no producen efluentes con una DBO-5 abajo de 15 mg/l (sin filtrar).

B.4 Nutrientes. La mayoría de las especies de algas usan sólo CO₂ libre para la fotosíntesis, pero aun con la concentración de 0.03% de CO₂, que se encuentra en el aire, se puede mantener una tasa óptima de fotosíntesis (Gloyna, 1969). La mayor parte de la oxidación de materia orgánica de las aguas negras es realizada por bacterias y las algas proporcionan el oxígeno para mantener las condiciones aerobias (Fitzgerald y Rohlich, 1958). Se supone que todo el CO₂ desprendido de la oxidación aerobia de la materia orgánica es aprovechado por las algas durante la fotosíntesis. Por cada 6 moles de CO₂ reducidos, se producen cerca de 6 moles de oxígeno y un mole de azúcar es sintetizado. Así es que entra el carbono al ciclo de nutrientes que hacen posible un comensalismo de algas y bacterias muy eficiente (Kuentzel, 1969). Sin embargo, la única reducción real de carbono del sistema resulta de las pérdidas a la atmósfera de los gases, producto final de la descomposición anaerobia en la zona inferior, principalmente metano (Foree y McCarty, 1968).

Se ha sugerido que las lagunas de estabilización se deben operar de tal manera que el carbono orgánico sea el factor nutricional limitante (Englande, 1969). En realidad, el carbono orgánico es el factor limitante de la mayoría de las aguas residuales, especialmente de las domésticas. La relación de DBO-5/N/P de 100/5/1 se satisface normalmente con respecto a la DBO del agua residual. En el caso particular de aguas residuales domésticas, hay disponible más que suficiente nitrógeno y fósforo para realizar el potencial de crecimiento de algas (PCA) carbonoso (Oswald et al, 1970), o sea la máxima cantidad de algas que pueden crecer en el desecho si no hay otro factor que limite el crecimiento.

Normalmente, las cantidades de nitrógeno y fósforo presentes en el agua residual doméstica son tan altas (20 a 40 mg/l, cada una), que no son los factores nutricionales limitantes. Se ha encontrado que el nitrógeno no varía sustancialmente, después de 20 días de retención, en lagunas limitadas en carbono. Tampoco, se han observado casos de nitrificación en lagunas (Aguirre, 1967), y en la reducción de nitratos se desconoce el destino del nitrógeno (Hermann, 1962). Por lo cual es evidente que, ya que

Lagunas de Estabilización

tanto el nitrógeno como el fósforo son reciclados relativamente en forma rápida dentro de la laguna, el principal medio de remoción de estos elementos es por precipitación química y bioquímica, como sales inorgánicas (Oswald, 1970). A su vez, estos nutrientes se regeneran muy fácilmente de los depósitos de lodos bajo condiciones anaerobias; por consiguiente, es poco probable que sean el factor limitante en la operación de las lagunas de estabilización.

B.5 Tasas de Carga Orgánica. La carga superficial probablemente es el factor individual más importante en el funcionamiento de una laguna de estabilización. Como la fotosíntesis desempeña un papel importante en los procesos naturales de purificación, que se llevan a cabo en las lagunas de estabilización, las tasas de carga orgánica normalmente se han determinado en base a superficie. En los EUA, las cargas recomendadas varían desde 18 hasta 55 kg DBO-5/ha/d (England, 1969); las cargas más bajas se usan principalmente en los estados del norte. En años recientes se ha visto que las lagunas pueden funcionar eficientemente con cargas muy superiores a los 55 kg/ha/d. Evidentemente, muchos otros factores, como temperatura, tipo de desecho, condiciones climatológicas, etc. tienen influencia sobre la carga aceptable.

Los criterios de diseño desarrollados en las Dakotas (Towne y Davis, 1957), donde prevalece una cubierta de hielo durante casi todo el período de invierno, ha sido extrapolado al sur de los EUA, donde no se atrevían a carga las lagunas a su máxima capacidad, en estas zonas de climas más favorables. Oswald (1968) demostró que lagunas en el estado de California pueden ser cargadas a tasas en exceso de 135 kg DBO-5/ha/d, sin problemas. Cargas de 220 kg DBO-5/ha/d han producido efluentes estabilizados en los estados del sur de los EUA (Canter et al, 1969). Lagunas en Africa del Sur, donde las temperaturas son moderadas, han sido operadas exitosamente con cargas de 132 kg/ha/d y hasta de 275 kg/ha/d si se les incluye recirculación (Meiring et al, 1968).

El funcionamiento de las lagunas de estabilización presenta una variabilidad muy grande en la calidad del efluente (DBO-5). La Figura N° 3 reúne los resultados de numerosas lagunas en todas partes del mundo. La razón principal por la que se tiene una gran dispersión de los datos es probablemente debido a las condiciones ambientales tan diferentes de un sitio a otro. Seguramente la variable más importante es la temperatura y a un nivel menor el viento y la luz solar. Las características físicas tales como profundidad, forma y tiempo de retención también tienen efecto sobre la eficiencia de las lagunas, pero estas características contribuyen principalmente para amortiguar las cargas excesivas y en menor grado a establecer el tipo de estratificación.

La representación gráfica en la Figura N° 3 no permite una predicción de la calidad del efluente, ya que la concentración de DBO en el efluente no sólo depende de la tasa de carga orgánica.

McGarry y Pescod (1970) han mostrado que la remoción superficial de DBO (L_r , kg/ha/d) puede ser estimada conociendo la carga superficial (L_a , kg/ha/d):

$$L_r = 9.23 + 0.725 L_a$$

La fórmula anterior es aplicable a lagunas en zonas tropicales y templadas, y tiene un error estándar de estimado igual a 15 kg/ha/d. La Figura N° 3, en cambio, sí permite estimar el ámbito de calidad del efluente que se puede esperar de una laguna que opera bajo condiciones variantes, sin llegar a tener cubierta de hielo en el invierno.

B.6 La Capa de Lodos. Los depósitos de lodos se acumulan en las lagunas, permanecen anaerobios en toda su profundidad, y son los responsables de casi la totalidad del carbono removido de la laguna. La zona anaerobia en lagunas facultativas también puede extenderse hacia la capa de líquido arriba de la superficie del lodo, dependiendo principalmente de la profundidad de la laguna y la carga orgánica. Los depósitos de lodos son el resultado de:

- 1) los sólidos suspendidos presentes en el desecho influente,
- 2) los sólidos de las bacterias sintetizadas durante la metabolización de los desechos orgánicos, y
- 3) los sólidos de las algas sintetizadas durante el proceso de fotosíntesis (Foree y McCarty, 1968).

Los mecanismos responsables de la deposición de lodos son los siguientes:

- 1) sedimentación de los sólidos suspendidos influentes,
- 2) biofloculación de los crecimientos de algas y bacterias en la presencia de oxígeno molecular, y
- 3) autofloculación de las algas, bacterias y detritus orgánico atrapado por las partículas de flóculos formados por los incrementos en temperatura y pH, que ocasionan la precipitación de $Ma(OH)_2$, $CaSO_4$ y NH_4CaPO_4 .

Sedimentación y biofloculación durante un período de tres días puede ser responsable de la deposición del 90% de los sólidos suspendidos influentes y del 85% de los crecimientos microbiológicos, de tal manera que el líquido sobrenadante rara vez excede una DBO de 50 mg/l (Oswald, 1960).

El principal proceso microbiológico que se lleva a cabo en la zona anaerobia de lodos es la utilización metabólica de los sólidos orgánicos por bacterias facultativas y anaerobias heterotróficas, en exactamente la misma forma que sucede en las lagunas anaerobias. Es decir, operan dos procesos de fermentación anaerobia:

- 1) la hidrólisis y fermentación de compuestos orgánicos complejos a ácidos volátiles, CO_2 y un poco de alcohol, y
- 2) la fermentación de los ácidos volátiles a CH_4 y CO_2 .

Lagunas de Estabilización

También se producen, en menor grado, hidrógeno, amoníaco y fosfatos. Si hay sulfatos y nitratos presentes, éstos pueden ser reducidos a S^{2-} y N_2 , y a pH bajo se puede formar H_2S , con un potencial de producir malos olores a menos que sea oxidado por el oxígeno disuelto de la capa aerobia. Los ácidos volátiles orgánicos solubles producidos durante la descomposición anaerobia de la capa de lodos se pueden difundir a la zona aerobia, donde son oxidados rápidamente a CO_2 y H_2O . La demanda de oxígeno resultante aumenta la zona anaerobia del líquido arriba de la capa de lodos (Foree y McCarty, 1968).

El establecimiento de condiciones de equilibrio entre la DBO depositada y la DBO liberada de la capa de lodos hacia el líquido sobrenadante, como subproductos de la fermentación, es un proceso lento que puede requerir varios años para completar (Meiring et al, 1968). La falta de descomposición de estos depósitos puede resultar por varios factores, principalmente:

- 1) falta de un inóculo adecuado,
- 2) pH bajo,
- 3) presencia de sustancias inhibitorias al crecimiento, y
- 4) temperaturas bajas (Oswald, 1960).

La lenta acumulación de lodos estabilizados requiere de una extracción de lodo después de 9 a 12 años de operación continua, y la causa más común de falla en el proceso es la inhibición térmica, ya que la descomposición y producción de gas máxima ocurre a temperaturas en exceso de $19^{\circ}C$ (Loehr, 1966). Sin embargo, el proceso también puede fracasar por una disminución en el pH, provocada por la acumulación de ácidos orgánicos, o la presencia de sustancias inhibitorias como ácidos fuertes, álcalis, y varias sales orgánicas e inorgánicas. Por consiguiente, Oswald (1968) recomienda que el arranque de lagunas de estabilización sea durante época de clima caliente y de preferencia a una carga reducida, del orden de 55 kg DBO-5/ha/d. Una vez que se tenga establecida la producción de gases, se puede aumentar la carga hasta el nivel de 135 kg/ha/d.

C. Lagunas de Maduración

Las lagunas de maduración son unidades de tratamiento terciario, que utilizan la capacidad natural de autopurificación del agua (Stander et al, 1965) y no deben ser empleadas como adiciones a los sistemas sobrecargados, para evitar la ampliación de los mismos. Son unidades biológicas en las que un efluente secundario bien estabilizado es tratado para proporcionar un agua de alta calidad bacteriológica y virológica (Meiring et al, 1968).

El informe del Comité de Criterios de Calidad del Agua (1968) recomienda que los efluentes no contengan más de un promedio y una máxima, respectivamente, de 2,000 organismos/100 ml y 4,000 organismos/100 ml de coliformes fecales. Una reducción de más del

99.9% se requiere para lograr este nivel de criterio; tal reducción es casi imposible obtenerla con una laguna de una sola celda. No es fuera de lo común que lagunas de una sola celda tengan efluentes con densidades de varios cientos de miles de coliformes por 100 ml, 40% de los cuales son fecales (Fransmathes, 1970).

C.1 Mortandad de Bacterias y Factores. La reducción de coliformes en lagunas de estabilización, frecuentemente se supone que sigue a una tasa que depende del número de bacterias presentes, correspondiendo a la Ley de Chick:

$$\frac{N}{N_0} = 10^{-kt}$$

donde

- No = número de bacterias coliformes originalmente presentes
- N = número de bacterias coliformes remanentes después de un tiempo t
- t = tiempo de retención, días
- k = coeficiente de mortandad

Merron et al (1965) encontró que el coeficiente de mortandad puede variar entre 0.070 a 0.127, con un promedio de 0.1/día y el T-90, el tiempo requerido para una reducción del 90%, es del orden de 10 días. Lamentablemente, la reducción porcentual global normalmente reportada en la literatura no da una descripción adecuada de la tasa de mortandad de coliformes.

Además, la mortandad bacteriológica está influenciada fuertemente por un número de factores, incluyendo:

- 1) luz solar,
- 2) agentes bactericidas,
- 3) temperatura,
- 4) tensión de oxígeno,
- 5) cambios en pH,
- 6) depredación,
- 7) agotamiento de nutrientes,
- 8) sobre competencia, y
- 9) toxicidad (Davis y Gloyna, 1970).

Drews, (1966) encontró que la radiación solar aumenta la reducción del número de bacterias apreciablemente y durante la época de invierno, con períodos extremadamente fríos y nublados, ésta disminuye a un mínimo. Se estima que períodos largos de almacenamiento, que resultan en la sedimentación de la materia suspendida, y la sobre competencia son las causas principales de la reducción de bacterias. Altos niveles de oxígeno disuelto y valores de pH en exceso de 9.0 también han tenido un efecto marcado sobre la reducción bacteriana (Fitzgerald y Rohlich, 1958). Gann et al (1968) ha observado que la mortandad de

Lagunas de Estabilización

coliformes está íntimamente asociada a la remoción de DBO, indicando que los coliformes se remueven, en parte, debido a su inhabilidad para competir por los nutrientes. Otro fenómeno importante es el aprisionamiento de bacterias en los sólidos que se sedimentan. Probablemente la remoción de bacterias se debe a una combinación de todos los factores arriba mencionados, ya que algunas bacterias logran sobrevivir largos períodos de anaerobiosis, pero desaparecen rápidamente en un ambiente aerobio (Oswald et al, 1970).

C.2 Eficiencia en la Reducción de Bacterias. Las bacterias coliformes totales son los organismos indicadores normalmente reportados en la literatura, aunque algunos investigadores han reportado otros como: E. coli, S. fecales, Enterococcus, S. tifi, Ps. aeruginosa, Cl. perfringens, y virus. El contenido total de coliformes en las aguas negras normalmente es de 10^6 a $10^8/100$ ml (Neel y Hopkins, 1956). Por consiguiente, una reducción del 99% puede dejar un efluente con un NMP de 10^4 a $10^6/100$ ml, mientras que las normas para descargar a corrientes pueden estar en 100/100 ml. Estas normas están basadas en los requerimientos de las normas de agua potable y natación (Parker, 1962).

La gran variación en eficiencias y densidades de organismos reportada en la literatura se debe a muchos factores diferentes. Neel y Hopkins (1956) notaron un reducción de coliformes del 99% después de 10 días de retención y un NMP entre 3,000 y 11,000,000 por 100 ml. Se han encontrado reducciones de coliformes del orden de 29% a 91% en lagunas primarias y de 67% a 92% en lagunas secundarias. Tan sólo debido a la posibilidad de tener cortos circuitos hidráulicos en las lagunas se justifica la instalación de lagunas de maduración en un sistema de tratamiento.

Las lagunas de maduración logran reducciones significativas en el número de organismos coliformes. Las remociones de bacterias son mejores durante el verano (99.61%) que en el invierno (96.86%). Además, Malone y Bailey (1969) obtuvieron reducciones de enterococcus, con lagunas en serie, entre 98 y 100 por ciento.

D. Modelos Cinéticos para el Diseño de Lagunas de Estabilización

Aunque las lagunas de estabilización han sido ampliamente estudiadas en los últimos 30 años, el número de modelos matemáticos elaborados con el propósito de diseño, a partir de estos estudios, es muy limitado. Además, la mayoría de los modelos carecen de suficiente detalle, para describir adecuadamente los procesos que se llevan a cabo en las lagunas o su aplicación está limitada a una zona específica del mundo o un tipo particular de laguna. En las secciones que se presentan a continuación se hace un resumen de los modelos cinéticos disponibles para el diseño de los diferentes tipos de lagunas que se han mencionado en este trabajo.

D.1 Lagunas Anaerobias. La reducción de DBO en una laguna anaerobia está relacionada principalmente a:

- 1) el tiempo de retención,
- 2) la temperatura, y
- 3) la cantidad de lodo (Parker et al, 1950; Vincent et al, 1963; Marais, 1963).

Estos factores son básicamente los mismos que afectan el funcionamiento de los digestores anaerobios, donde una producción de gas de 16 a 18 pies cúbicos/lb de materia volátil destruida puede ser esperada con cargas orgánicas de 0.03 a 0.27 lbs de sólidos volátiles/pie cúbico/día (Eckenfelder y O'Connor, 1961).

Suponiendo mezcla completa, se puede diseñar la laguna anaerobia en base a la siguiente relación:

$$S = \frac{S_o}{(S/S_o)^{n \cdot k_1 \cdot t} + 1}$$

donde

- S = DBO-5 en la laguna y efluente
- S_o = DBO-5 del influente a 20°C
- t = tiempo de retención para sistemas completamente mezclados
- k₁ = coeficiente de remoción de DBO, base e (1/día)
- n = exponente

Este modelo es principalmente empírico, aunque tiene una base teórica razonable (Fair y Geyer, 1957). Además, se reconoce que:

- 1) la carga orgánica se debe basar en la DBO última,
- 2) una fracción de la DBO influente permanece en la fase líquida mientras el resto se sedimenta al fondo como lodo,
- 3) se lleva a cabo un mezclado general y la DBO del efluente es igual a la DBO de la laguna,
- 4) no hay pérdidas netas de líquido del sistema,
- 5) los coeficientes de reacción para la fase líquida y capa de lodos dependen de la temperatura, y
- 6) la fracción de DBO que se pierde en el lodo por fermentación regresa al líquido de la laguna o sale del sistema como gas (Gloyna, 1969).

Las siguientes guías de diseño se recomiendan cuando existe duda de la validez del coeficiente de remoción y exponente del modelo cinético:

- 1) un tiempo de retención del líquido del orden de 3 a 5 días,
- 2) una profundidad de 3 a 5 metros,
- 3) una carga volumétrica de 12 a 25 lbs DBO-5/100 pies cúbicos y una carga superficial de 440 a 660 kg DBO-5/ha/d, y
- 4) una carga de sólidos suspendidos del orden de 100 a 400 lbs/1000 pies cúbicos.

Lagunas de Estabilización

La selección final de la carga orgánica dependerá de consideraciones ambientales y estéticas.

D.2 Lagunas Facultativas. Existen tres principales teorías para el diseño de lagunas de estabilización facultativas:

- 1) la teoría dependiente de temperatura y carga de Hermann y Gloyna (1958),
- 2) la teoría dependiente de carga unitaria y luz de Oswald (1960), y
- 3) la teoría de la cinética de primer orden de Marais y Shaw (1961).

Hermann y Gloyna (1958) presentaron la primera teoría de la cinética que describe el comportamiento de una laguna facultativa. En base a experimentos de laboratorio, con series de cuatro lagunas, establecieron que el tiempo de retención (R-35) requerido para una reducción del 90% de la DBO-5 a 35°C era aproximadamente de 3.5 días. A medida que la temperatura disminuye, el tiempo total de retención (R-T), para la misma remoción aumenta de acuerdo a la Ecuación N° 1:

$$R-T = R-35 \bar{O}^{(35 - T)} = 3.5(1.072)^{(35 - T)} \quad (1)$$

Una análisis estadístico mostró que la DBO-5 media para aguas negras crudas en los EUA es aproximadamente de 200 mg/l. Para mantener el valor del efluente más o menos constante para cualquier DBO-5 (So) influente, se ajustó el tiempo de retención con la proporción So/200, dando:

$$R = (So/200)R-T \quad (2)$$

Por lo cual:

$$R = (So/200)R-35 \bar{O}^{(35 - T)} = (3.5/200)So (1.072)^{(35 - T)} \quad (3)$$

Datos de lagunas recibiendo aguas residuales domésticas (Suwannakarn y Gloyna, 1964), verificados por Marais (1966) en modelos de laboratorio alimentados con un desecho sintético soluble, para temperaturas de 9°C a 35°C, dieron un valor de \bar{O} igual a 1.085. Finalmente, la fórmula se puede representar en términos del volumen:

$$V = C*Q*So[\bar{O}^{(35 - T)}]f*f' \quad (4)$$

donde

- V = volumen de la laguna (metros cúbicos)
- Q = gasto influente del desecho (metros cúbicos/segundo)
- So = DBO-última del influente (mg/l)

Lagunas de Estabilización

T = temperatura media del mes más frío del año ($\frac{1}{2}C$)
O = coeficiente de temperatura = 1.085
C = coeficiente de conversión = $3.5 \cdot 10^{-5}$
f = factor de toxicidad a las algas, para aguas negras f = 1;
para ciertos desecho industriales:

$$f = e^{K \cdot C_o / (k_o \cdot t_o + 1)}$$

K = coeficiente de toxicidad a la clorofila para un desecho con una concentración de C_o

k_o = coeficiente de biodegradación para el compuesto tóxico

t_o = tiempo de reacción para un coeficiente k_o y una temperatura T_o

f' = factor de corrección para la presencia de sulfuros

Desechos conteniendo cantidades apreciables de sulfatos y materias tóxicas normalmente requieren mayor tiempo de retención y superficie. En caso de toxicidad pronunciada, tanto el coeficiente de degradación, que representa la actividad bacteriológica, y la capacidad de oxigenación de las algas se verán reducidas (Thirumurthi y Gloyna, 1965; Huang y Gloyna, 1968). Una concentración, del orden de 4 mg/l de sulfuros, en una laguna facultativa tendrá un efecto adverso sobre las algas. Cuando la concentración de sulfatos excede 500 mg/l en el influente, se debe reducir la carga orgánica a la laguna (Gloyna y Espino, 1969).

Oswald (1960) formuló la teoría de carga orgánica por unidad de superficie, que postula que la carga orgánica está regida por la radiación solar diaria. La influencia de la radiación solar, en asociación con las algas, sobre la reoxigenación de la laguna sigue la Ecuación N° 5:

$$L_o = 0.25 \cdot F \cdot S \quad (5)$$

donde

L_o = carga orgánica (lbs DBO/a/d)

F = eficiencia fotosintética = 4.0%

S = energía solar (calorías/cm²/d)

Oswald (1960) ha recopilado un juego de tablas para los valores máximos y mínimos probables de energía solar visible, en función de latitud y mes del año. La eficiencia fotosintética de conversión de la luz solar está en función de la luz, tiempo, nutrientes y temperatura. Jayangoudar et al (1970) ha estimado que la eficiencia de conversión de luz en la India es del orden del 6.0 por ciento.

Lagunas de Estabilización

Un rendimiento máximo de algas resultará si la profundidad no excede de 15 a 30 cm; sin embargo, profundidades de 1.2 a 1.8 m son más prácticas (Gloyne, 1969). El rendimiento de células de algas está relacionado a la eficiencia de conversión de energía solar, según la Ecuación N° 6:

$$Y_c = 0.15 * F * S \quad (6)$$

donde

Y_c = rendimiento de células de algas (lbs algas/a/d)

La relación entre producción de oxígeno y rendimiento de células de algas es de 1.6, con la remoción más alta de DBO dándose cuando el factor de oxigenación, la relación entre el oxígeno producido y el oxígeno requerido, es de 1.6.

Marais y Shaw (1961), en Africa del Sur, observaron la falta de variación de la DBO en el efluente, durante varias temporadas y propusieron un modelo cinético basado en la cinética de primer orden de un sistema completamente mezclado, con el coeficiente de reacción independiente de la temperatura, Ecuación N° 7:

$$S = \frac{S_o}{K * R + 1} \quad (7)$$

donde

S_o = DBO-5 del influente (mg/l)
 S = DBO-5 de la laguna y efluente (mg/l)
 R = tiempo de retención (días)
 K = coeficiente de degradación de primer orden, log base e (1/días)

Marais y Shaw encontraron que el valor de K es de 0.17, por lo cual cuando S es la calidad deseada del efluente y se conocen S_o y K , se puede estimar el tiempo de retención (R) necesario.

Posteriormente, Marais (1966) reconoció la dependencia del coeficiente de degradación en función de la temperatura, de acuerdo a la relación de Arrhenius. Por consiguiente, bajo condiciones de estado estable en el gasto, DBO y temperatura, la Ecuación N° 7 es aplicable. Pero, si la temperatura cambia, la DBO del efluente estará dada por:

$$S = \frac{S_o}{K T * R + 1} \quad (8)$$

donde

$$K T = K T_o \bar{O}^{-(T_o - T)}$$

Lagunas de Estabilización

Este modelo, y su verificación, establece el comportamiento cinético de la fracción líquida de la laguna, independiente de la capa de lodos. También permite la integración de las teorías de Hermann - Gloyna y Marais - Shaw, por la simetría de R y K en la Ecuación N° 10:

$$R_{T_o}/R_T = K_T/K_{T_o} = \bar{\theta}^{-(T_o - T)} \quad (10)$$

Con $K = 1.2$ a $T_o = 35^\circ\text{C}$ de la Ecuación N° 8 para 90% remoción, entonces: $R_{35} = 7.5$ días.

Marais (1970) propuso, de un resumen analítico de datos de lagunas, que la máxima DBO (S_m) en la laguna, antes de que dominen las condiciones anaerobias, no debe exceder:

$$S_m = 700/(0.6 d + 8) \quad (11)$$

donde

d = profundidad de la laguna (pies)

Finalmente, la influencia de la capa de lodos fue incorporada a la relación Marais - Shaw por Marais (1966). Supuso que la degradación anaerobia del lodo, que se manifiesta con la producción de gas y el desprendimiento de subproductos de la fermentación, es una reacción de primer orden. Suposiciones adicionales consistieron en:

- 1) todos los valores de DBO eran de demanda última carbonosa;
- 2) una fracción (i_p) de la DBO_u (S_{ui}) influente se dispersa en el cuerpo líquido de la laguna, la fracción remanente (i_s) se sedimenta como lodo;
- 3) que había mezcla instantánea y completa en la laguna;
- 4) los coeficientes de reacción, K para la fase líquida, y K_s para la capa de lodos, dependen de la temperatura de acuerdo a la Ecuación N° 9; y
- 5) una fracción (c_p) de la DBO que se escapa del lodo debido a la fermentación, entra al volumen líquido de la laguna, y la fracción remanente (c_g) sale del sistema como gas.

Por consiguiente, bajo condiciones de estado estable, la Ecuación N° 12 describe la magnitud relativa de los efectos de la DBO influente soluble y la que se desprende de la capa de lodos por la fermentación:

$$S_u = \frac{S_{ui}}{K*t + 1} (i_p + c_p*i_s) \quad (12)$$

La magnitud de las distintas fracciones i_p , i_s , c_p , y c_g no han sido establecidas en forma definitiva; sin embargo, de la información disponible sobre la remoción de DBO, como lodo en

Lagunas de Estabilización

sedimentadores primarios, la fracción i_s está probablemente dentro del ámbito de 0.4 a 0.6. Marais (1970) encontró que se pueden obtener buenos resultados con los valores de $c_p = 0.4$ y $c_g = 0.6$. Se encontró que el coeficiente de degradación de lodos sigue la relación de temperatura dada por la Ecuación N° 13:

$$K_s = 0.002 \cdot (1.35)^{-(20 - T)} \quad (13)$$

Para determinar el comportamiento de la laguna bajo diferentes condiciones de carga y ciclos anuales de temperatura, Marais (1970) elaboró un programa de computadora que requiere los siguientes datos:

- 1) DBO y gasto influente,
- 2) volumen de la laguna,
- 3) profundidad del líquido, y
- 4) temperaturas máximas y media-máxima mínima del aire.

El programa supone una variación sinusoidal de la temperatura del aire y calcula las temperaturas del lodo y la laguna, los distintos coeficientes de degradación y la DBO en la laguna y lodo, así como la demanda de oxígeno. Roesler (1970) y Shapiro (1967) también han reportado la simulación del comportamiento de lagunas de estabilización con programas similares.

Thirumurthi y Nashashibi (1967) han propuesto que debido a las condiciones poco ideales para mezclado presentes en lagunas, se deben utilizar procedimientos de diseño de reactores químicos para describir el funcionamiento de lagunas. Thirumurthi (1969) señala que la hidráulica de una laguna no es ni de flujo en pistón (Ecuación N° 14) ni de mezcla completa (Ecuación N° 15), sino más bien un sistema intermedio descrito por la Ecuación N° 16:

- a) flujo en pistón,

$$S_e/S_i = e^{-kt} \quad (14)$$

- b) mezcla completa,

$$S_e/S_i = 1/(1 + kt) \quad (15)$$

- c) aproximación a un sistema intermedio,

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{(1 - a)/2d}{4a e^{(1 - a)/2d} + (1 + a)} \quad (16)$$

donde

$$S_i = \text{DBO influente (mg/l)}$$

Lagunas de Estabilización

- Se = DBO efluente (mg/l)
k = coeficiente de reacción biológica
a = «(1 + ktd)
d = coeficiente de difusividad = $D/UL = Dt/L$ »
D = coeficiente de dispersión longitudinal (pies cuadrados/hr)
U = velocidad del líquido (pies/hr)
L = longitud del trayecto típico de una partícula en el reactor (pies)

Aunque falta determinar con mayor confiabilidad el coeficiente de difusividad (d) para diferentes lagunas de estabilización, Thirumurthi considera que el valor de d pocas veces excederá 1.0, por las cargas hidráulicas tan bajas. También presenta una solución gráfica a la Ecuación N° 16.

D.3 Lagunas de Maduración. En virtud de que la mortandad de bacterias en lagunas aerobias se puede aproximar mediante una relación simple, si se mantiene un buen mezclado en la laguna, Marais y Shaw (1961) propusieron la expresión representada en la Ecuación N° 17, para el diseño de sistemas que incorporan lagunas de maduración:

$$N/N_0 = 1/(KR + 1) \quad (17)$$

donde

- No = concentración influente de bacterias coliformes (NMP)
N = concentración efluente de bacterias coliformes (NMP)
K = coeficiente de mortandad
R = tiempo de retención

El valor de K fue establecido empíricamente y varía considerablemente dependiendo de cortos circuitos hidráulicos y efectos estacionales, como duración e intensidad de luz solar, y temperatura, sobre el funcionamiento de la laguna. Un valor de $K = 2.0$, recomendado para diseño, está basado en reducciones de E. coli. Por otro lado, Coetzee y Fourie (1963) encontraron el valor de K, para S. tifi, no mayor de 0.8 en una serie de dos lagunas en Pretoria, Africa del Sur.

La clave para obtener altas reducciones de coliformes está en usar sistemas de lagunas en serie, que proporcionan un tiempo de retención adecuado para el líquido y sólidos. La principal ventaja de lagunas en serie es la eliminación de cortos circuitos (Gloyne, 1969). La reducción porcentual de bacterias fecales puede ser estimada con las Ecuaciones N° 18 19, respectivamente, para lagunas de tiempos de retención iguales y distintos:

$$N/N_0 = 1/(KR + 1)^n \quad (18)$$

Y

Lagunas de Estabilización

$$N/No = 1/(KR1 + 1)(KR2 + 1) \dots (KR + 1) \quad (19)$$

donde

n = número de lagunas en serie

Las ecuaciones anteriores consideran que el coeficiente de mortandad (K) es igual en todas las lagunas de la serie. Aunque, este no es el caso exactamente, las aproximaciones que dan estas ecuaciones son lo suficientemente buenas para estimar las reducciones de bacterias en lagunas de estabilización.

E. Comentarios Finales

Varios investigadores han observado el comportamiento de lagunas de estabilización durante variados períodos y han llegado a conclusiones que no necesariamente conducen a criterios generales de diseño. Los trabajos de Oswald (1970) en California, EUA, sobre lagunas de alta tasa, donde se maximiza la producción de algas, ha evolucionado en un tipo muy fino de laguna, que requiere equipo y operación sumamente complicada. En Africa del Sur (Meiring et al, 1968) se determinó que para la remoción de algas del efluente, con sulfato de aluminio, se requieren dosis de 400 mg/l, con las cuales se logra flocular la mayor parte de los sólidos suspendidos, quedando únicamente una concentración de sólidos de 25 mg/l en el efluente de la laguna. El resto de los sólidos se puede eliminar fácilmente en un filtro de arena. Sin embargo, este tipo de sistema no es aplicable a comunidades pequeñas, donde más se requieren las lagunas para el tratamiento de sus desechos líquidos domésticos.

Algunas objeciones al uso de lagunas de estabilización han sido:

- 1) la posibilidad de contaminación bacteriológica del subsuelo y el agua que contiene,
- 2) la descarga de aguas con un alto contenido de DBO y sólidos suspendidos como algas,
- 3) problemas de malos olores y sabor en las fuentes de agua potable, y
- 4) la provisión de sitios para la reproducción de mosquitos y otros vectores acuáticos.

En su mayoría, estas objeciones han sido eliminadas mediante un buen diseño y procedimientos adecuados de operación y mantenimiento.

IV. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aguirre, J., Nitrification and Denitrification in a Model Waste Stabilization Pond, Tesis, Universidad de Texas, Austin, Texas (1967).
- Bartsch, A. F., "Algae as a Source of Oxygen in Waste Treatment," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 33, 3, 239 (1961).
- Canter, L. W., Englande, A. J., y Mauldin, A. F., "Loading Rates on Waste Stabilization Ponds," Jour. San. Engr. Div., Proc. ASCE, 95, SA 6, 1117 (1969).
- Coetzee, O. J., y Fourie, N., "The Efficiency of Conventional Sewage Purification Works, Stabilization Ponds and Maturation Ponds with Respect to the Survival of Pathogenic Bacteria and Indicator Organisms," Conf. on: The Problems Associated with the Purification, Discharges and Reuse of Municipal and Industrial Effluents, Pretoria (1963).
- Cooper, R. C., Oswald, W. J. y Bronson, J. C., "Treatment of Organic Industrial Wastes by Lagooning," Proc. 20th Ind. Waste Conf., Purdue Univ., Ext. Ser. 117 (1965).
- Cubillos, A., "Lagunas de Estabilización, Su Eficiencia en la Remoción de Materia Orgánica y Microorganismos en las Condiciones del Trópico," Informe Final, Universidad del Valle, Cali, Colombia (1970).
- Davis, E. M. y Gloyna, E. F., "Algal Influences on Dieoff Rates of Indicator Bacteria," Proc. 25th Ind. Waste Conf., Purdue Univ. (1970).
- Eckenfelder, W. W. y O'Connor, D. J., Biological Waste Treatment, Pergamon Press: London (1961).
- Englande, A. J., Effect of Organic Loading Rates on Facultative Waste Stabilization Pond Performance, Tesis, Tulane Univ., New Orleans, La. (1969).
- Fair, G. M. y Geyer, J. C., Water Supply and Wastewater Disposal, Wiley, New York (1957).
- Fitzgerald, G. P. y Rohlich, G. A., "An Evaluation of Stabilization Pond Literature," Sew. and Ind. Wastes, 30, 10, 1213 (1958).
- Foree, E. G. y McCarty, P. L., "The Decomposition of Algae in Anaerobic Waters," Dept. Civil Engr., Stanford Univ., Tech. Report #95 (1968).

Lagunas de Estabilización

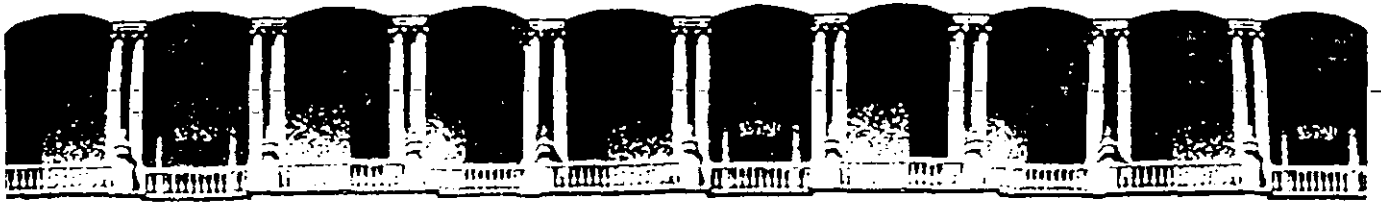
- Gloyna, E. F., Waste Stabilization Ponds - Basis for Wastewater Treatment, World Health Organization, Monograph Series No., WD/67.2 (1969).
- Gloyna, E. F., Waste Stabilization Ponds, World Health Organization, Monograph Series No. 60, Geneva (1971).
- Gloyna, E. F. y Espino, E., "Sulfide Production in Waste Stabilization Ponds," Jour. San. Engr. Div., Proc. ASCE, 95, SA 3 (1969).
- Hermann, E. R. y Gloyna, E. F., "Waste Stabilization Ponds, III. Formulation of Design Equations," Sew. and Ind. Wastes, 30, 8, 963 (1958).
- Huang, J. y Gloyna, E. F., "Effect of Organic Compounds on Photosynthetic Oxygenation, Part II. Design Modification for Waste Stabilization Ponds," Jour. Water Research, 2, 6 (1968).
- Jayangoudar, I. S., Kothandaraman, V., Thergaonkar, V. P. y Shaik, S. G., "Rational Process Design Standards for Aerobic Oxidation Ponds in Ahmedabad, India," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 42, 8, 1501 (1970).
- Kuentzel, L. E., "Bacteria, Carbon Dioxide, and Algal Blooms," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 41, 10, 1737 (1969).
- Marais, G. v. R., "A Design Chart for a Series of Oxidation Ponds Treating Raw Sewage and Some Remarks on the Depth of the First Ponds," The Civil Engineer in South Africa, 241 (1963).
- Marais, G. v. R., "A Dynamic Theory for the Design of Oxidation Ponds," Second Int. Symp. for Waste Treat. Lagoons, Kansas City, Mo. (1970).
- Marais, G. v. R., "New Factors in the Design, Operation and Performance of Waste Stabilization Ponds," Bull. of the World Health Org., 37, 737 (1966).
- Marais, G. v. R. y Shaw, V. A., "A Rational Theory for Design of Sewage Stabilization Ponds in Central and South Africa," Trans. S. Afr. Industrial Civ. Engrs., 3, 205 (1961).
- McGarry, M. G. y Pescod, M. B., "Stabilization Pond Design Criteria for Tropical Asia," Second Int. Symp. for Waste Treat. Lagoons, Kansas City, Mo. (1970).
- Meiring, P. G. J., Drews, R. J. L. C., van Eck, H. y Stander, G. J., "A Guide to the Use of Pond Systems in South Africa for the Purification of Raw and Partially Treated Sewage," CSIR Special Report WAT 34 (1968).

Lagunas de Estabilización

- Oswald, W. J., "Advances in Anaerobic Pond Systems Design," Adv. in Water Quality Improvement, Volume I, The Univ. of Texas Press (1968).
- Oswald, W. J., "Advances in Stabilization Pond Design," Proc. 3rd Annual San. and Water Res. Engr. Conf., Vanderbilt Univ., Nashville, Tenn. (1964).
- Oswald, W. J., "Fundamental Factors in Stabilization Pond Design," Proc. Third Conf. on Biol. Waste Treatment, Manhattan Coll., New York (1960).
- Oswald, W. J., "Light Conversion Efficiency of Algae Grown in Sewage," Jour. San. Engr. Div., Proc. ASCE, 86, SA 4, 71 (1960a).
- Oswald, W. J., Golueke, C. G. y Tyler, R. W., "Integrated Pond Systems for Subdivisions," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 39, 8, 1289 (1967).
- Oswald, W. J., Gotaas, H. B., Golueke, C. G. y Kellen, W. R., "Algae in Waste Treatment," Sew. and Ind. Wastes, 29, 4, 437 (1957).
- Oswald, W. J., Meron, A. y Zabat, M., "Designing Waste Ponds to Meet Water Quality Criteria," Second Int. Symp. for Waste Treat. Lagoons, Kansas City, Mo. (1970).
- Parker, C. D., "Microbiological Aspects of Lagoon Treatment," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 34, 2, 149 (1962).
- Parker, C. D., Jones, H. L. y Greene, N. C., "Performance of Large Sewage Lagoons at Melbourne, Australia," Sew. and Ind. Wastes, 31, 2, 133 (1959).
- Parker, C. D., Jones, H. L. y Taylor, W. S., "Purification of Sewage in Lagoons," Sew. and Ind. Wastes, 22, 6, 760 (1950).
- Parker, C. D. y Skerry, G. P., "Function of Solids in Anaerobic Lagoon Treatment of Wastewater," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 40, 2, part I, 192 (1968).
- Purushothaman, K., "Field Studies on Stabilization Ponds in South India," Second Int. Symp. for Waste Treat. Lagoons, Kansas City, Mo. (1970).
- Roesler, J. F., Mathematical Simulation of Waste Stabilization Ponds, Tesis, Dept. Civil Engr., Univ. of Cincinnati, Cincinnati, Ohio (1970).

Lagunas de Estabilización

- Shaw, V. A., Meiring, P. G. J. y van Eck, H., "Preliminary Results of Research on Raw Sewage Stabilization Ponds," Sew. and Sanitation Res. Unit, National Institute for Water Research, CSIR Special Report, No. 189, Pretoria, South Africa (1962).
- Stander, G. J. y Meiring, P. G. J., "Employing Oxidation Ponds for Low Cost Sanitation," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 37, 7, 1025 (1965).
- Suwannakarn, V., Temperature Effects on Waste Stabilization Pond Treatment, Disertación, The Univ. of Texas, Austin, Texas (1963).
- Suwannakarn, V. y Gloyna, E. F., "Efecto de la Temperatura en el Tratamiento de Aguas Residuales Mediante Estanques de Estabilización," Bol. Oficina San. Panamericana, 56 (1964).
- Thirumurthi, D., "Design Principles of Waste Stabilization Ponds," Jour. San. Engr. Div., Proc. ASCE, 95, SA 2 (1969).
- Thirumurthi, D. y Gloyna, E. F., "Relative Toxicity of Organics to Chlorella Pyrenoidosa," Tech. Rep. to the Water Supply and Poll. Cont. Div., USPHS (1965).
- Thirumurthi, D. y Nashashibi, D. I., "A New Approach for Designing Waste Stabilization Ponds," Water and Sewage Works, 114, RN, R208 (1967).
- van Eck, H. y Simpson, D. E., "The Anaerobic Pond System," The Jour. and Proc. of the Inst. of Sewage Purification, Part 3 (1966).
- Vincent, L. J., Algie, W. E. y Marais, G. v. R., "A System of Sanitation for Low Cost High Density Housing," Symp. on Hygiene and San. in Relation to Housing, CCTA/WHO (1963).



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

LAGUNAS DE ESTABILIZACION

A N E X O

DR. JORGE AGUIRRE MARTINEZ

III. EJEMPLOS DE DISEÑO

A continuación se ilustra el diseño de un sistema de lagunas para el tratamiento de aguas residuales. El primer ejemplo es de una laguna facultativa, sin pretratamiento, y el segundo ejemplo considera una laguna anaerobia como pretratamiento a una laguna facultativa. Ambos sistemas descargan a lagunas de maduración. Las características de las aguas residuales domésticas, para ambos casos son las siguientes:

1. Gasto influente	= 50 lps
2. DBO-5 influente	= 200 mg/l
3. DBO _u influente	= 300 mg/l
4. Sólidos suspendidos influentes	= 200 mg/l
5. Ambito de temperatura mensual	= 10½C a 30½C
6. Temperatura media del mes más frío	= 10½C
7. Se supone que la precipitación	= evaporación

Ejemplo A: Laguna de Estabilización Facultativa Convencional

a) tiempo de retención requerido zona aerobia y facultativa (de la Figura 11),

$$R = 82 \text{ días}$$

b) volumen requerido,

$$\text{Vol.} = 82 * 50 * 86,400 / 1000 = 354,240 \text{ m}^3$$

c) superficie requerida,

$$\text{Sup.} = 354,240 / 1.50 = 236,160 \text{ m}^2 = 23.6 \text{ ha}$$

d) agregar 30 cm de profundidad para zona de lodos anaerobios,

$$\text{Vol.} = 236,160 * 1.80 = 425,088 \text{ m}^3$$

$$\text{Profundidad total de la laguna} = 1.80 \text{ m}$$

e) carga superficial,

$$\text{carga orgánica} = 50 * 300 * 86,400 / 10^6 = 1296 \text{ kg DBO}_{u/d}$$

$$\text{carga superficial} = 1296 / 23.6 = 54.9 \text{ kg DBO}_{u/ha/d}$$

Ejemplo B: Sistema de Lagunas Anaerobias-Facultativas

a) tiempo de retención requerido en laguna anaerobia para minimizar olores,

$$R = 5 \text{ días}$$

b) volumen de laguna anaerobia,

Lagunas de Estabilización

Volumen Total = volumen líquido + almacenamiento de lodos

$$\text{Vol. líquido} = 5 \cdot 50 \cdot 86,400 / 1000 = 21,600 \text{ m}^3$$

Zona alm. lodo:

Suponga digestión convencional de lodos cargada a 0.048 - 0.064 kg sólidos volátiles/m³/d a un tiempo de retención de 30 días. También, 100% de los sólidos suspendidos se sedimentan en la laguna anaerobia a 2% de sólidos.

$$\begin{aligned} \text{Vol. lodos} &= 200 \cdot 50 \cdot 86,400 / 1,000,000 = 864 \text{ kg/d} \\ &= 864 \cdot 1,000,000 / 20,000 / 1000 = 43.2 \text{ m}^3/\text{d} \end{aligned}$$

Retención de lodos:

$$R = 30 \text{ días basado en } 24\frac{1}{2}\text{C}$$

Utilizando la relación de Gas/día para determinar el efecto de temperatura sobre la producción de gas (Marais, 1966), donde la temperatura media anual es de 18 $\frac{1}{2}$ C:

$$\frac{\text{Relación de Vol. de Gas a } 24\frac{1}{2}\text{C}}{\text{Relación de Vol. de Gas a } 18\frac{1}{2}\text{C}} = \frac{30}{10} = 3.0$$

Entonces

$$R_{18\frac{1}{2}\text{C}} = 3.0 \cdot R_{24\frac{1}{2}\text{C}} = 3.0 \cdot 30 = 90 \text{ días}$$

Volumen de la zona de almacenamiento de lodos para retención de 90 días:

$$\text{Vol. zona almacenamiento} = 43.2 \cdot 90 = 3,888 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. Total} = 21,600 + 3,888 = 25,488 \text{ m}^3$$

Tiempo total de retención hidráulica:

$$\text{Tiempo de Retención} = 25,488 \cdot 1000 / 50 / 86400$$

$$\text{TR} = 5.9 \text{ días}$$

c) área para laguna anaerobia con profundidad de 3 m,

$$A = 25,488 / 3 = 8496 \text{ m}^2 = 0.85 \text{ ha}$$

d) carga a la laguna anaerobia,

$$\text{carga volumétrica} = 1296 / 25,488 = 0.05 \text{ DBO}_u \text{ kg/m}^3/\text{d}$$

Lagunas de Estabilización

$$\text{carga superficial} = 1296/0.85 = 1525 \text{ kg DBO}_U/\text{ha/d}$$

e) tiempo de retención requerido para laguna facultativa (suponer 60% remoción en laguna anaerobia) de la Figura 11,

$$R = 30 \text{ días}$$

f) volumen requerido,

$$\text{Vol.} = 30 \cdot 50 \cdot 86,400/1000 = 129,600 \text{ m}^3$$

g) área para laguna facultativa,

$$A = 129,600/1.5 = 86,400 \text{ m}^2 = 8.64 \text{ ha}$$

nota: no es necesario agregar profundidad adicional para la zona anaerobia debido a la laguna anaerobia, profundidad total = 1.5 m

h) carga superficial,

$$\text{carga orgánica} = 120 \cdot 50 \cdot 86,400/10^6 = 518 \text{ kg DBO}_U/\text{d}$$

$$\text{carga superficial} = 518/8.64 = 60 \text{ kg DBO}_U/\text{ha/d}$$

En el Cuadro 29 se presenta una comparación de los requerimientos de diseño para sistemas de lagunas facultativas convencionales y sistemas anaerobios-facultativos. El sistema de lagunas anaerobio facultativo reduce los requerimientos volumétricos y superficiales en más de la mitad. Por consiguiente, la incorporación de unidades de pretratamiento anaerobio en conjunto con lagunas facultativas puede resultar en diseños que hacen uso más eficiente de los recursos disponibles.

Lagunas de Estabilización

CUADRO Nº 1: CRITERIOS DE DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

PARAMETRO:	TIPO DE LAGUNA			
	AEROBIA	FACULTATIVA	ANAEROBIA	AERADA
Profundidad (m)	0.2 - 0.3	1.0 - 2.5	2.5 - 5.0	2.5 - 5.0
Tiempo Retencion (d)	2 - 6	7 - 50	5 - 50	2 - 10
Carga Organica: kg/ha/d	111 - 222	22 - 55	280 - 4500	---
Remocion DBO (%)	80 - 95	70 - 95	50 - 80	80 - 95
Concentracion de Algas: (mg/l)	100	10 - 50	---	---

NOTA:

La laguna aerobia necesita ser mezclada periódicamente.

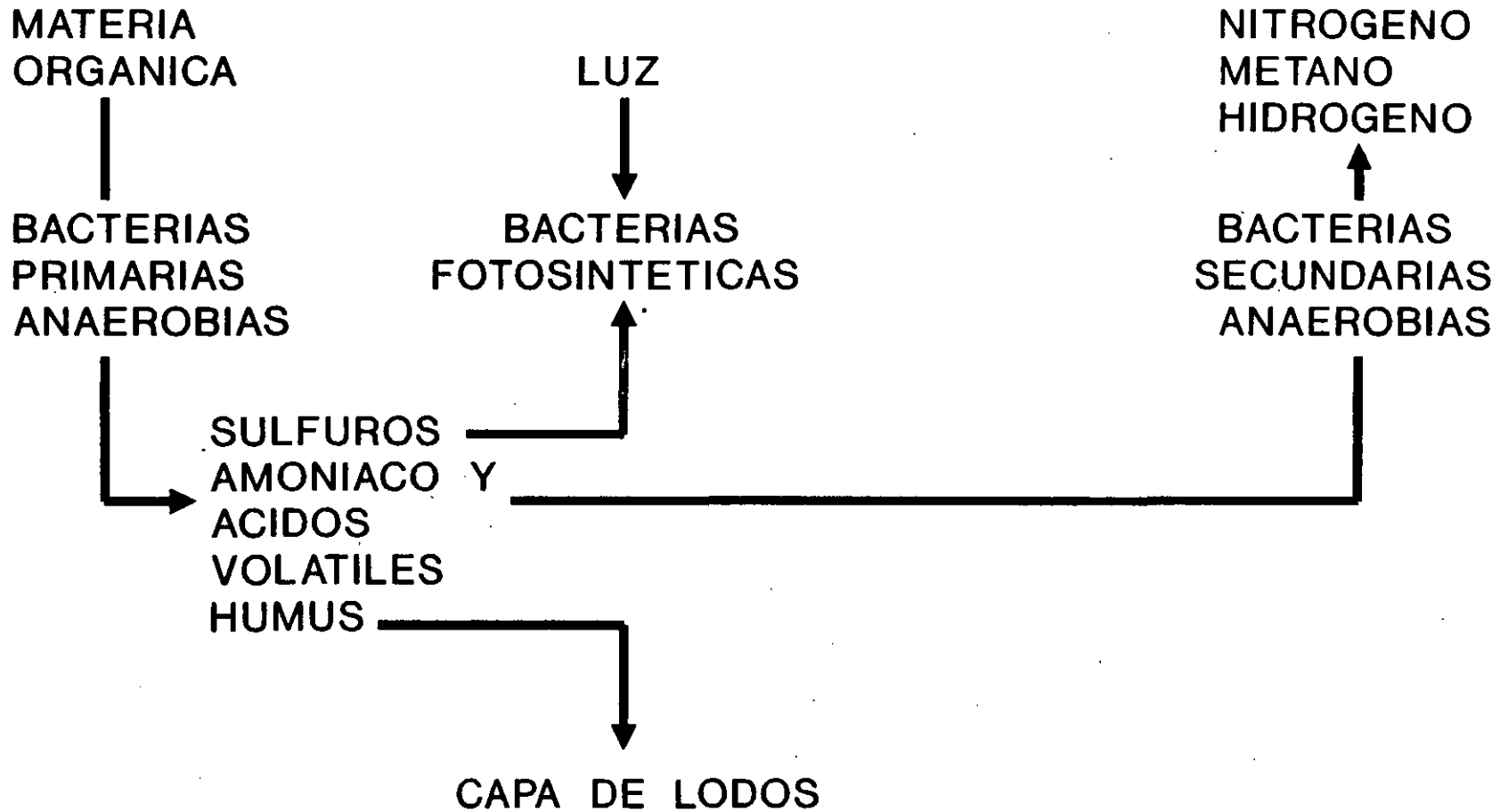
Lagunas de Estabilización

CUADRO No. 29

**COMPARACION DE LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO
PARA SISTEMAS DE LAGUNAS FACULTATIVAS CONVENCIONALES
Y LAGUNAS ANAEROBIAS-FACULTATIVAS**

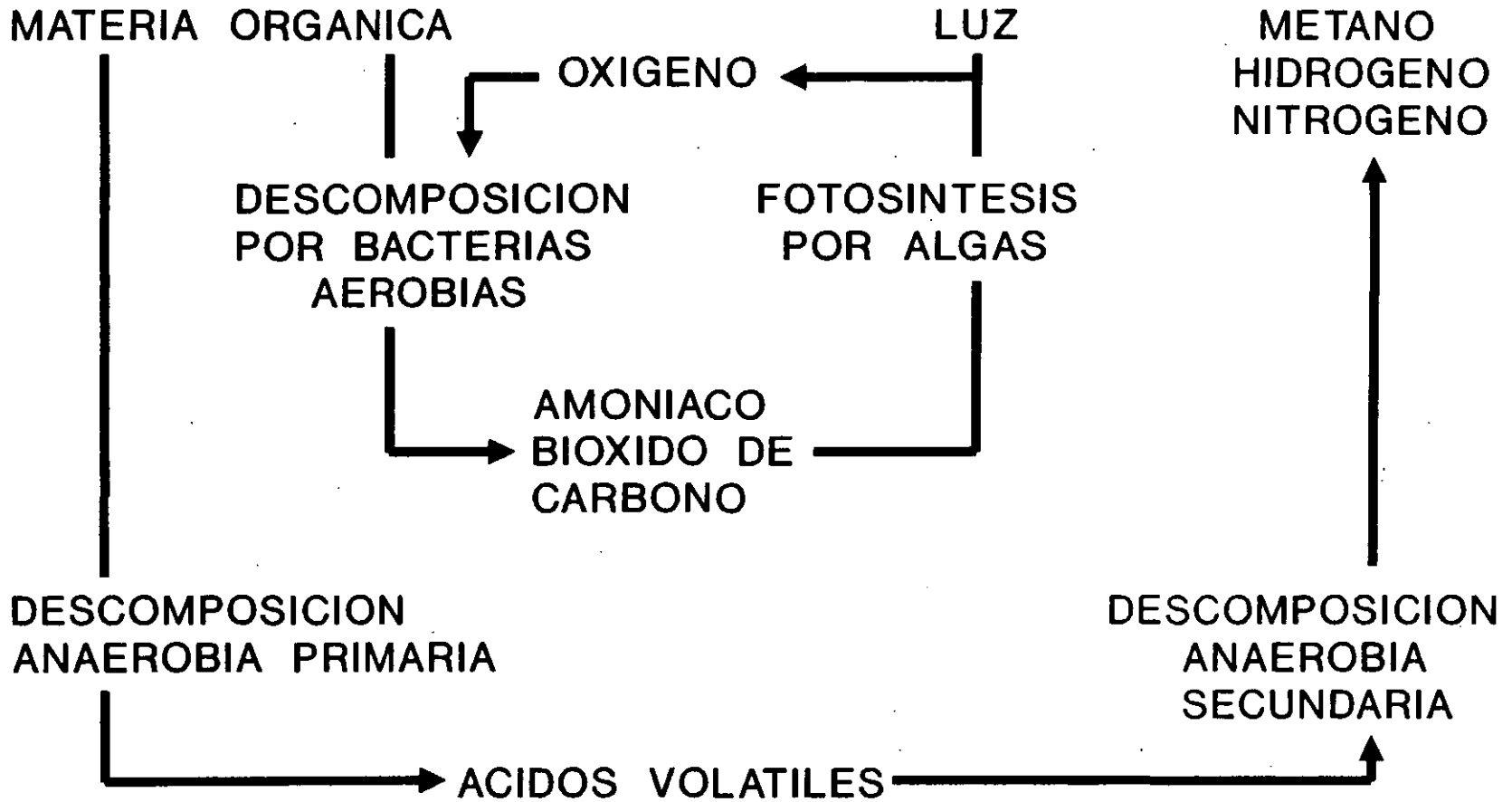
Sistema	Tiempo de Retención (días)	Volumen (m ³)	Area Superficial (ha)	Carga Superficial (kg/ha/d)	Carga Volumétrica (kg/m ³ /d)
A:					
Facultativa	82	354,240	23.6	55	---
Maduración	15	64,800	5.4	---	---
.....					
Total	97	419,040	29.0	---	---
=====					
B:					
Anaerobia	5.9	25,488	.8	1525	.05
Facultativa	30	129,600	8.6	60	---
Maduración	15	64,800	5.4	---	---
.....					
Total	50.90	219,888	14.9	---	---

DIAGRAMA DE LA ECOLOGIA DE UNA LAGUNA ANAEROBIA



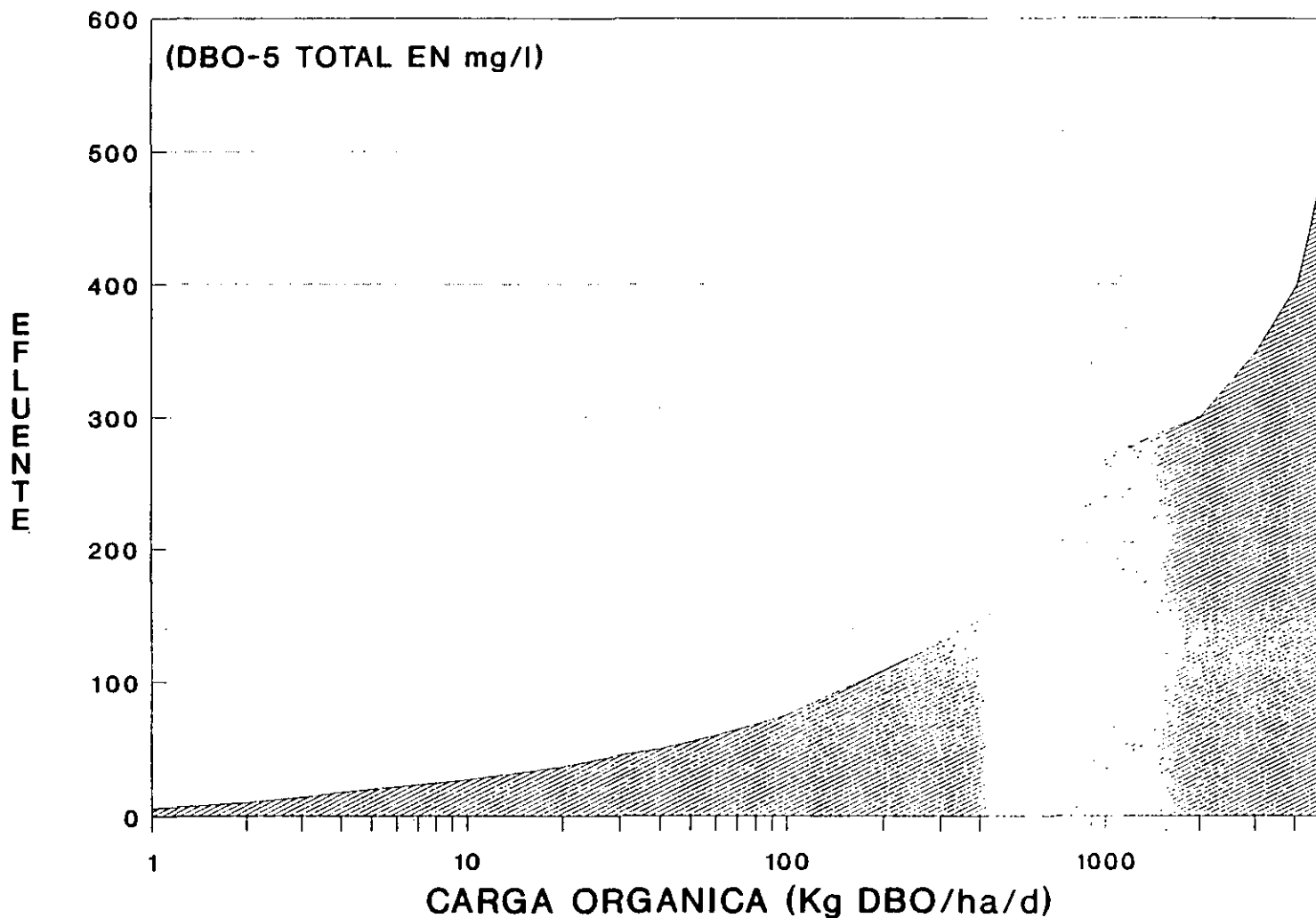
(FUENTE: COOPER ET AL, 1965)

DIAGRAMA DE LA ECOLOGIA DE UNA LAGUNA FACULTATIVA



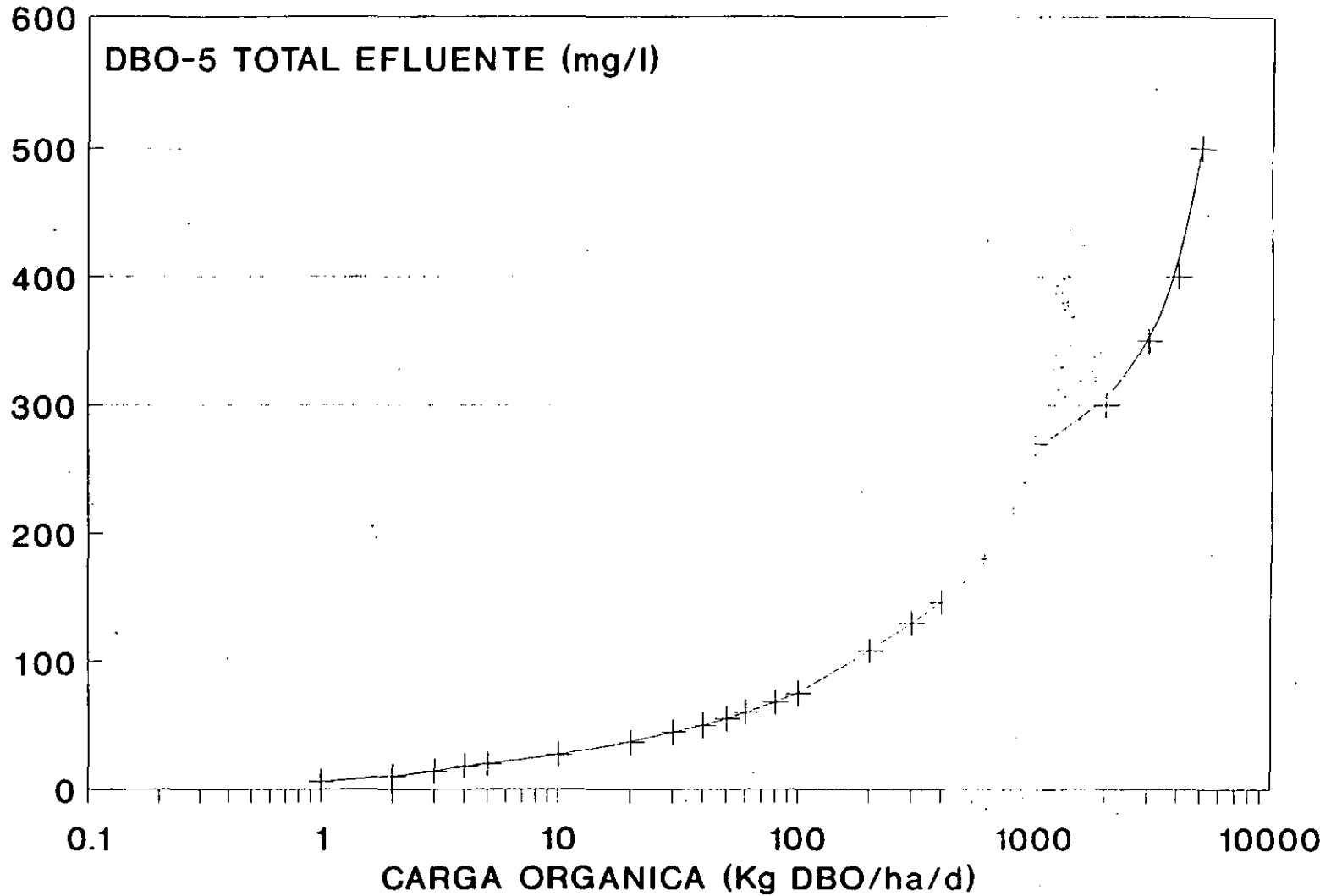
(FUENTE: COOPER ET AL, 1965)

CALIDAD DEL EFLUENTE DE LAGUNAS FACULTATIVAS EN FUNCION DE LA CARGA ORGANICA (DBO-5)



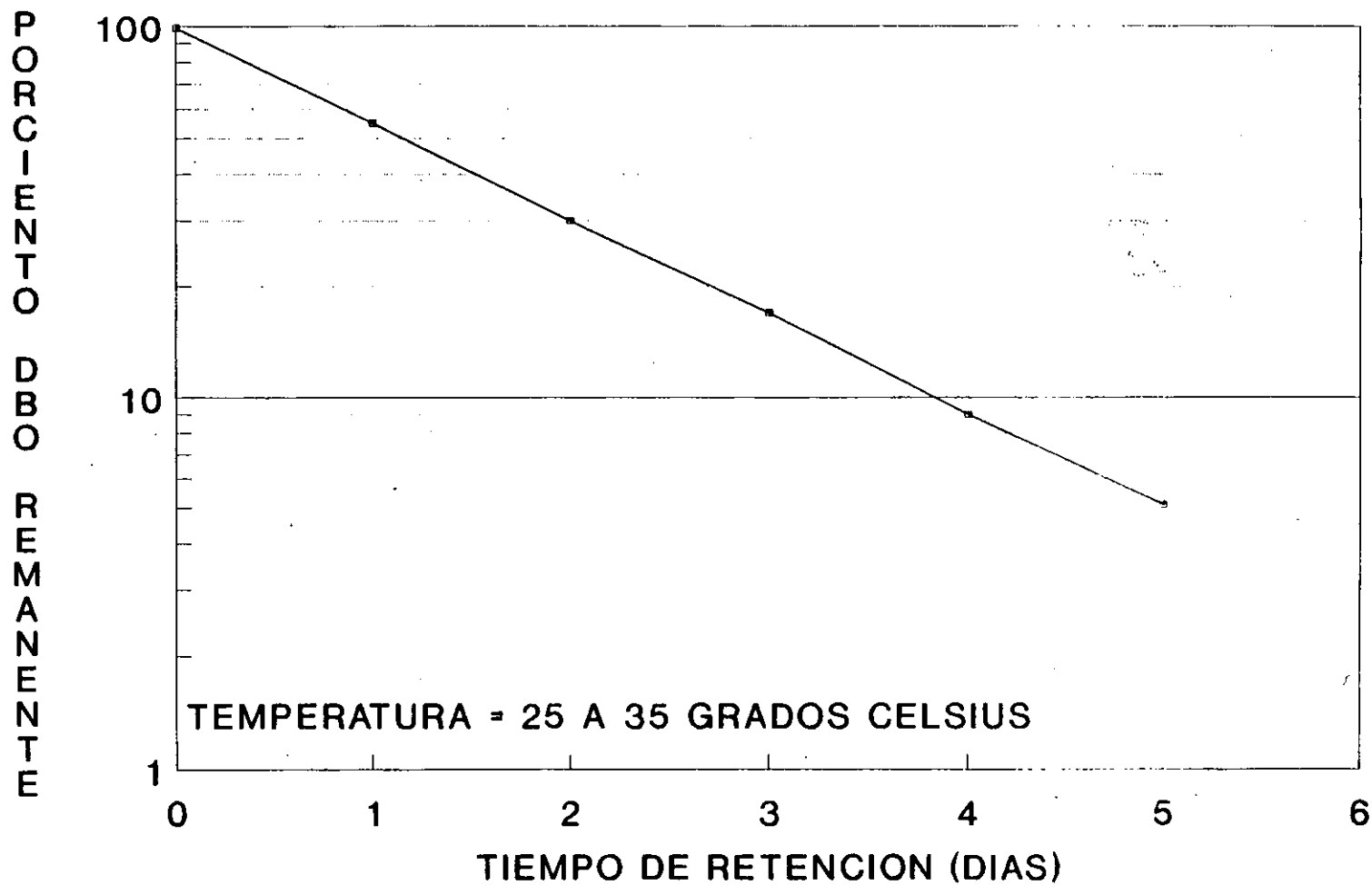
(FUENTE: AGUIRRE, 1971)

CALIDAD DEL EFLUENTE DE LAGUNAS FACULTATIVAS EN FUNCION DE LA CARGA ORGANICA (DBO-5)



(FUENTE: AGUIRRE, 1971)

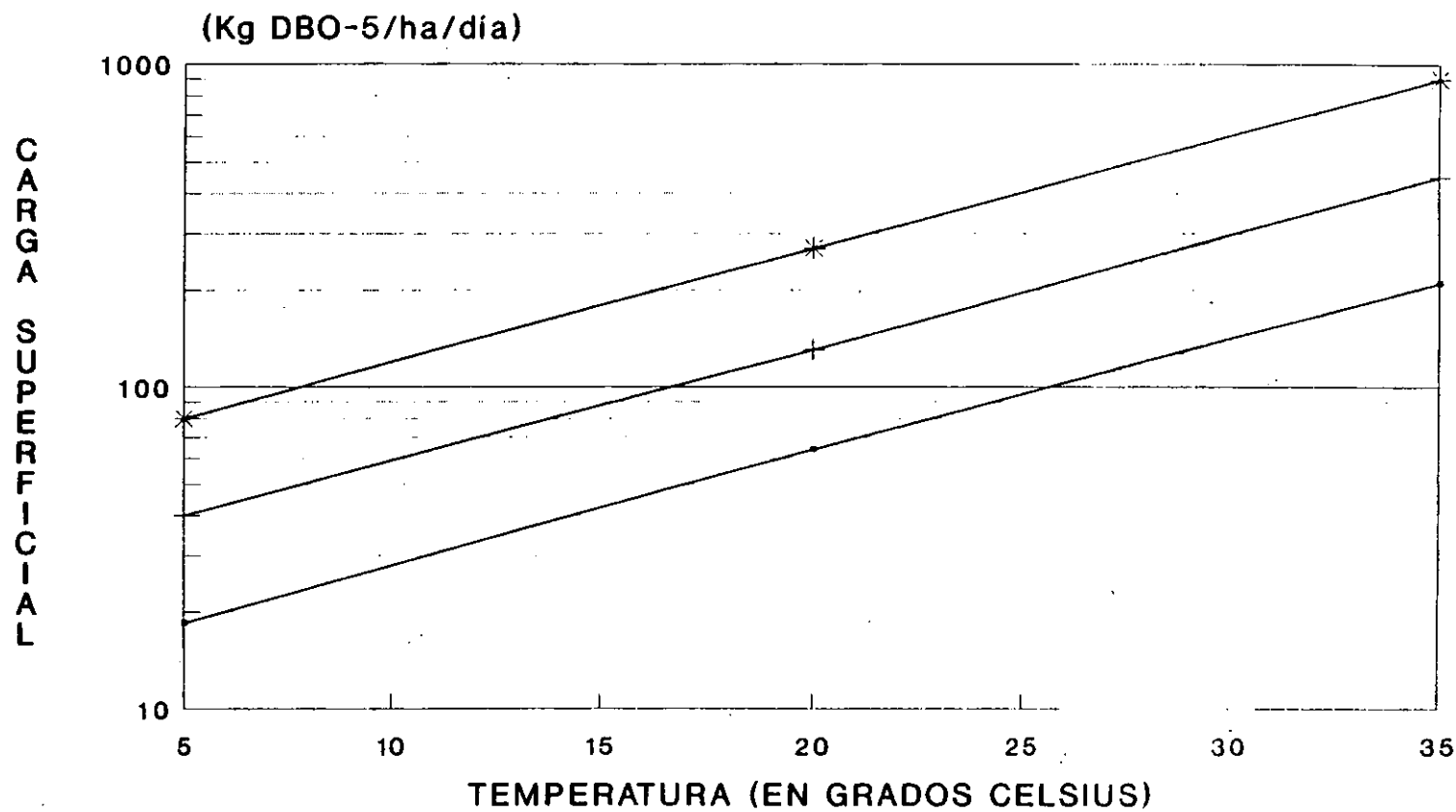
REMOCION DE DBO EN MODELOS DE LABORATORIO CON TEMPERATURA CASI OPTIMA



(GLOYNA, 1964)

TASA DE CARGA ORGANICA PARA 90% DE REMOCION

CARGA ORGANICA SUPERFICIAL

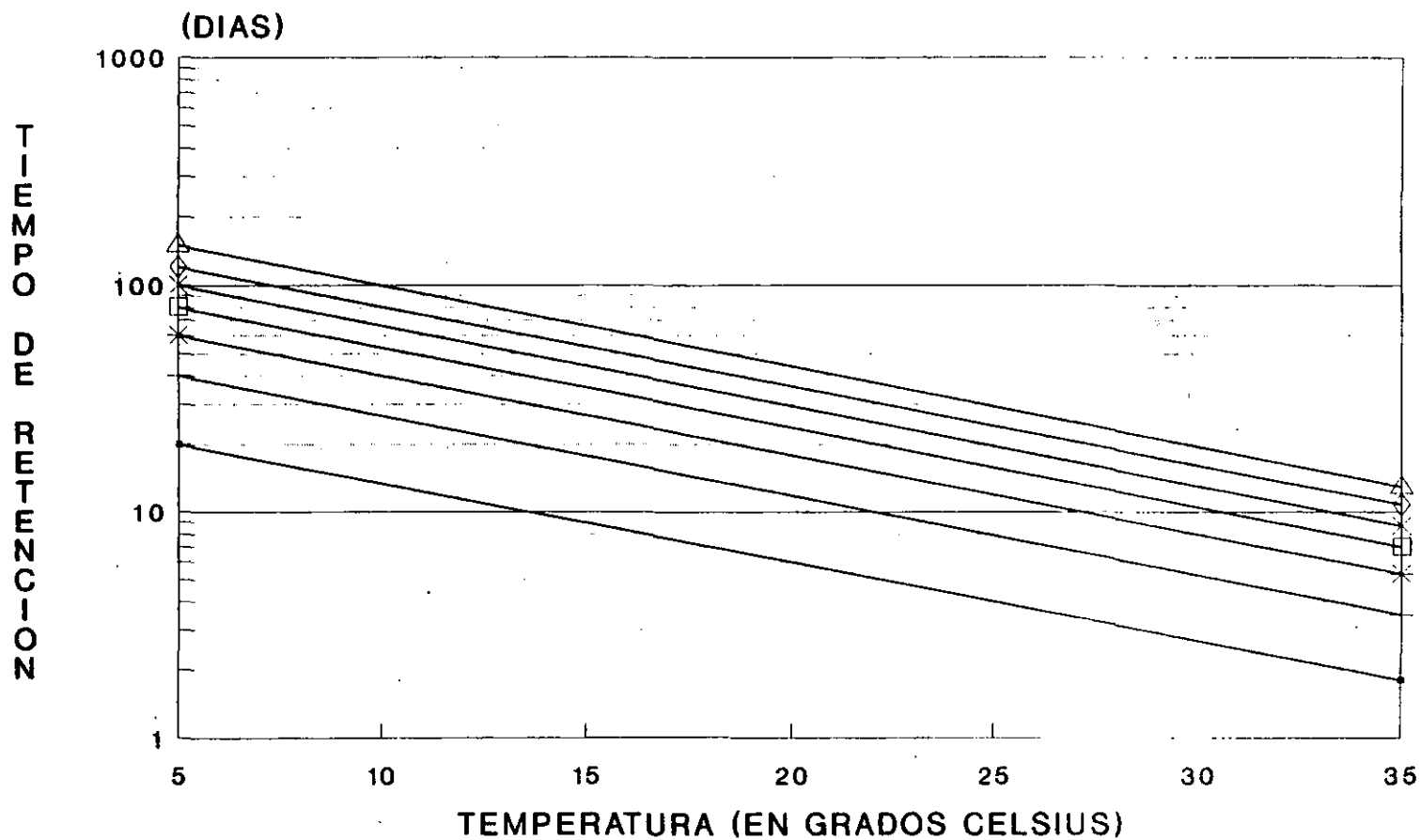


TIEMPO RETENCION

— 15 DIAS + 7 DIAS * 3.5 DIAS

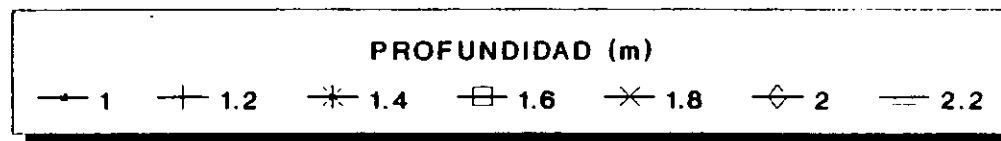
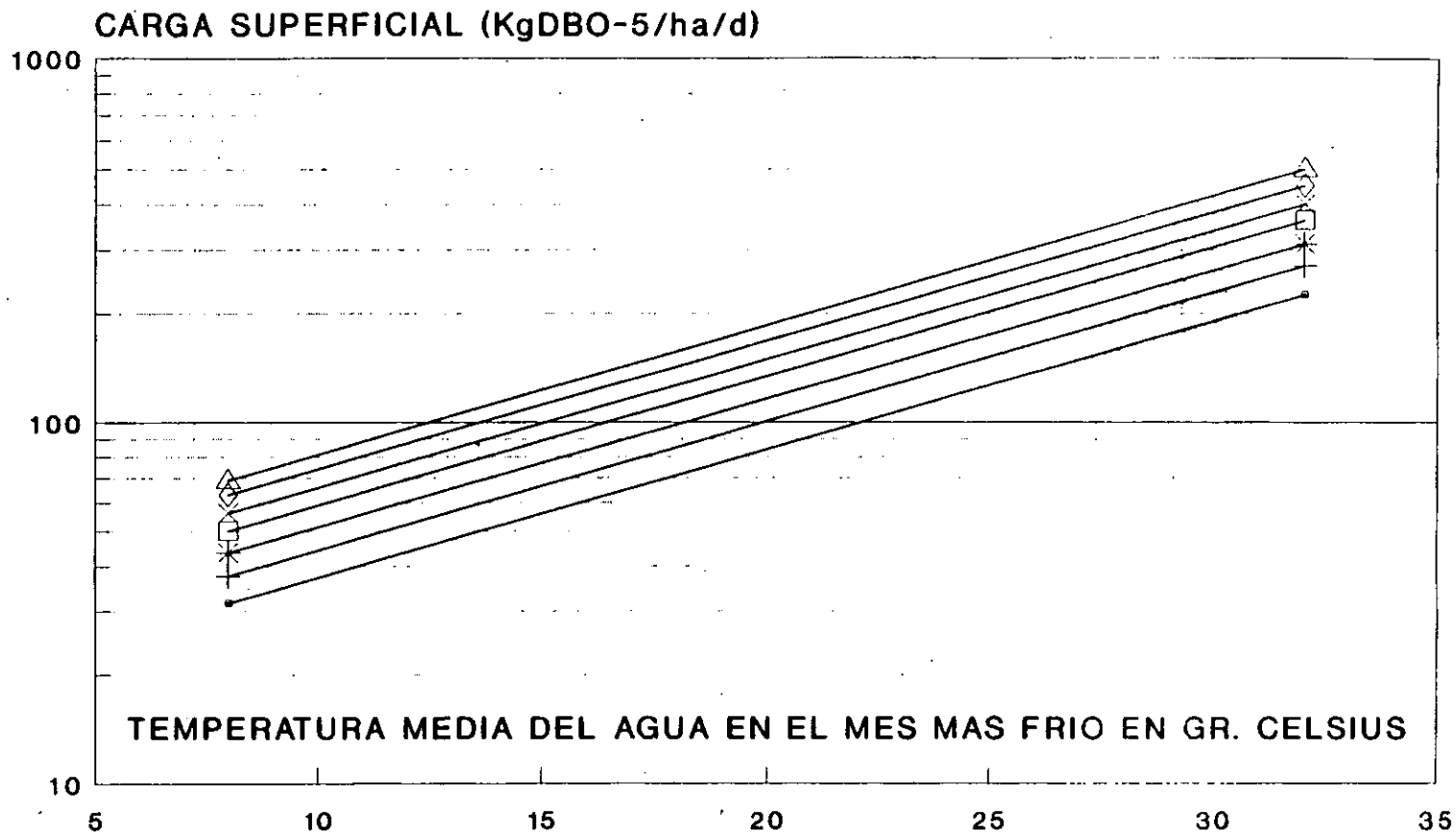
(FUENTE: AGUIRRE, 1971)

TIEMPO DE RETENCION PARA 90% DE REMOCION



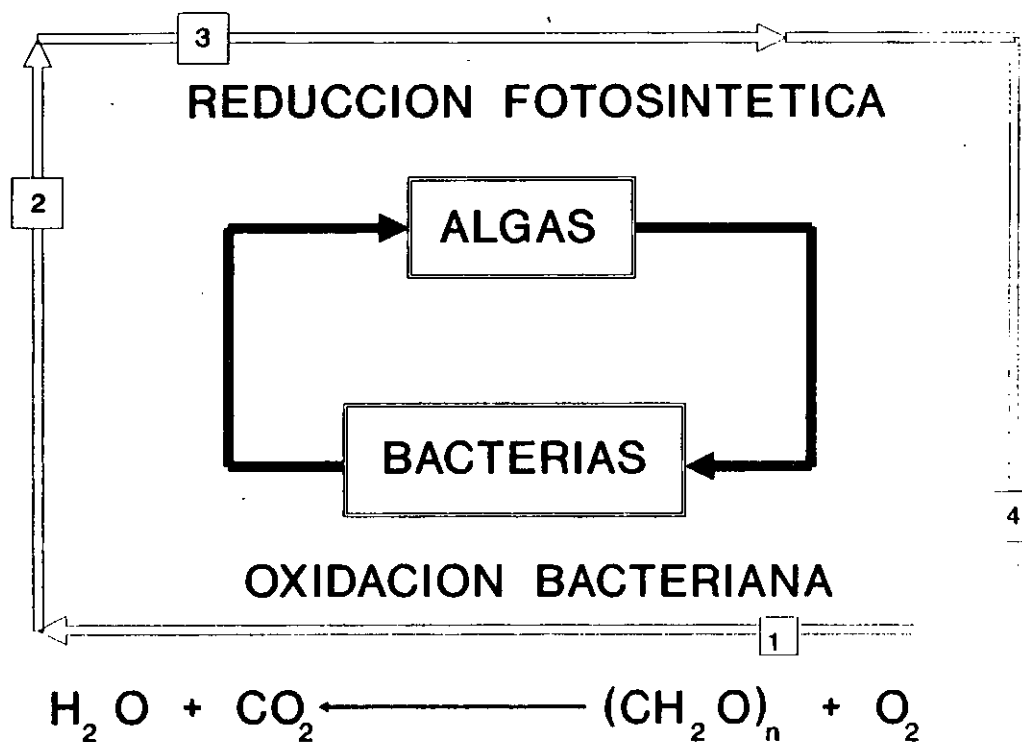
(FUENTE: AGUIRRE, 1971)

RELACION ENTRE CARGA SUPERFICIAL, TEMPERATURA Y PROFUNDIDAD PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACION



(FUENTE: CEPIS, 1982)

DIAGRAMA DEL CICLO DE CARBONO-COMENSALISMO ENTRE ALGAS Y BACTERIAS



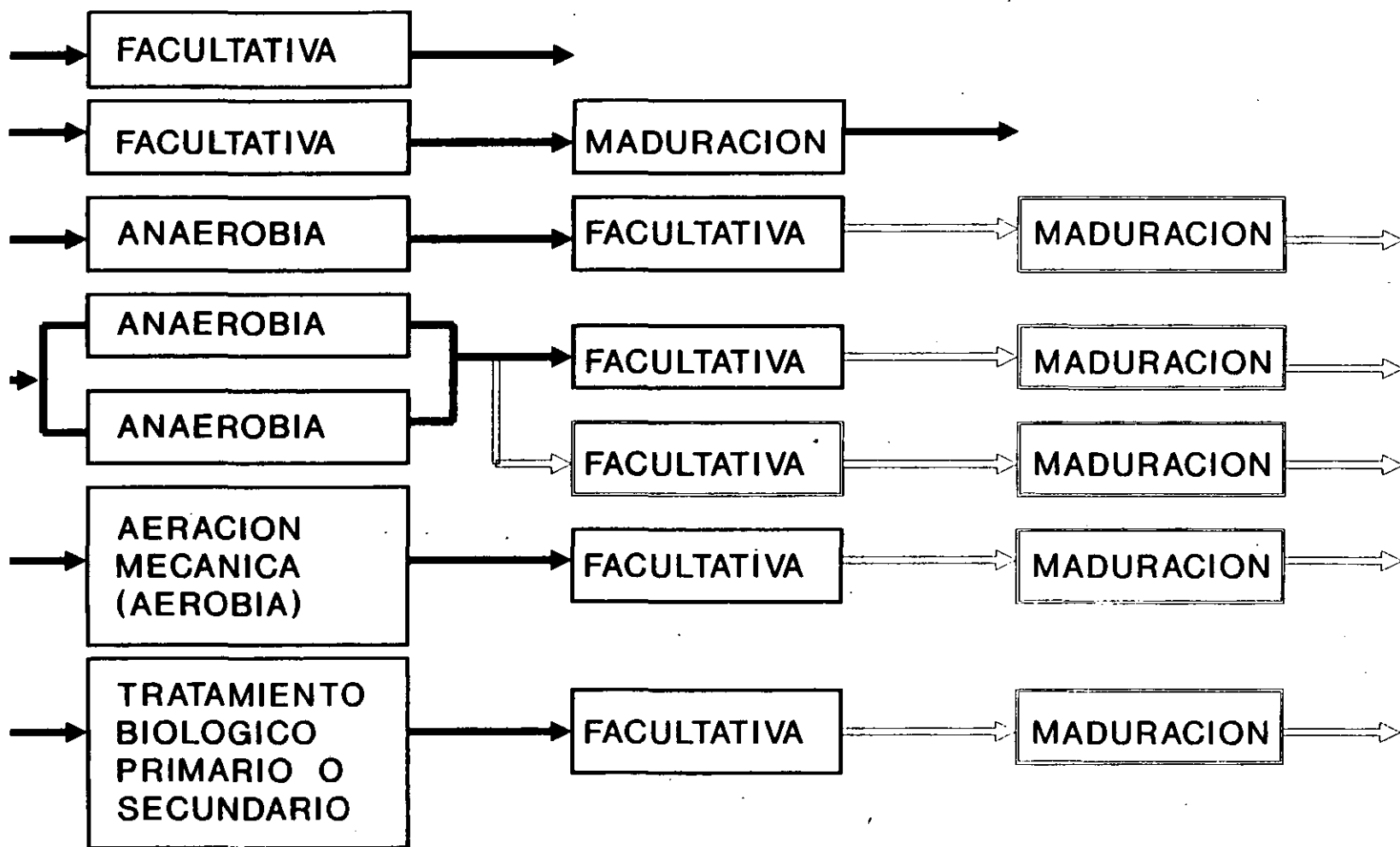
1 - DESECHO ORGANICO

3 - DESECHO INORGANICO

2 - EFLUENTE MINERALIZADO

4 - ALIMENTO ORGANICO

COMBINACIONES TIPICAS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION EN SERIE Y EN PARALELO



(FUENTE: GLOYNA, 1971)

CONSIDERACIONES DE PREDISEÑO

(LAMINA No. 1)

- CLASIFICACION DEL AGUA RESIDUAL
 - DOMESTICA
 - INDUSTRIAL
 - AGRICOLA
 - COMBINADA

- CARACTERISTICAS DEL AGUA RESIDUAL
 - VOLUMEN
 - CONCENTRACION DE MATERIA ORGANICA
 - SOLIDOS
 - NUTRIENTES
 - COLOR
 - TOXICIDAD
 - pH

- TOPOGRAFIA
 - CARACTERISTICAS DEL SUELO
 - NIVELES MAXIMOS DE AVENIDAS
 - MAPAS DE CONTORNOS
 - LOCALIZACION DE CASAS, INDUSTRIAS Y AGRICULTURA
 - CORRIENTES

- LUZ
 - RADIACION SOLAR

(FUENTE: GLOYNA, 1971)

CONSIDERACIONES DE PREDISEÑO

(LAMIMA No. 2)

- **HIDROLOGIA Y METEOROLOGIA**
 - EVAPORACION
 - PRECIPITACION
 - TEMPERATURA DE AGUA Y AIRE
 - CARACTERISTICAS DEL ACUIFERO
 - TASA DE PERCOLACION
 - VIENTO
 - NUBOSIDAD

- **LEGISLACION Y DATOS DE SALUD PUBLICA**
 - PROBLEMAS POTENCIALES DE OLORES
 - PROBLEMAS POTENCIALES DE MOSQUITOS
 - DATOS DE LA COMUNIDAD
 - REGLAMENTOS DE SALUD AMBIENTAL Y SANEAMIENTO
 - REGLAMENTOS DE CONTROL DE CONTAMINACION DE AGUA

- **USO DEL EFLUENTE**
 - DESCARGA A CUERPO RECEPTOR SUPERFICIAL O SUBTERRANEO
 - RIEGO
 - INDUSTRIAL
 - CONSERVACION DE FLORA Y FAUNA
 - RECREATIVO

(FUENTE: GLOYNA, 1971)

MODELO DE CINETICA DE UNA LAGUNA

- REACCION DE PRIMER ORDEN EN LAGUNA FACULTATIVA

$$L_p = \frac{L_o}{K_T R_T + 1} \quad (1)$$

DONDE:

- L_p ▫ DBO-5 DE LA LAGUNA Y EFLUENTE (mg/l)
 - L_o ▫ DBO-5 INFLUENTE (mg/l)
 - K_T ▫ TASA DE DEGRADACION A UNA TEMPERATURA T
 - R_T ▫ TIEMPO DE RETENCION A UNA TEMPERATURA T
- LA TASA DE DEGRADACION DEPENDE DE LA TEMPERATURA

$$\frac{K_{35}}{K_T} = \theta^{(35 - T)} = \frac{R_T}{R_{35}} \quad (2)$$

DONDE:

- T ▫ TEMPERATURA DE LA LAGUNA (GRADOS CELSIUS)
- θ ▫ COEFICIENTE DE REACCION POR TEMP = 1.085
- K_{35} ▫ TASA DE DEGRADACION A 35 GRADOS CELSIUS

DISEÑO EMPIRICO

• ECUACION DE HERMANN Y GLOYNA

$$V = (3.5 \times 10^{-5}) NqL^{\Theta(35 - T_m)} \quad (3)$$

DONDE:

- V ▪ VOLUMEN DE LA LAGUNA (m³)
- N ▪ NUMERO DE PERSONAS CONTRIBUYENTES
- q ▪ CONTRIBUCION POR PERSONA (litros/día)
- Θ ▪ COEFICIENTE DE REACCION POR TEMP = 1.085
- T_m ▪ TEMPERATURA MEDIA DEL MES MAS FRIO (GR. C)
- L₅ ▪ DBO-5 DEL AGUA RESIDUAL (mg/l)

PROFUNDIDAD RECOMENDADA (m)	CONDICIONES AMBIENTALES Y TIPO DE AGUA RESIDUAL
1.0	TEMPERATURA UNIFORMEMENTE TIBIA AGUA RESIDUAL PRESEDIMENTADA
1.0 - 1.5	TEMPERATURA UNIFORMEMENTE TIBIA AGUA RESIDUAL SIN TRATAMIENTO
1.5 - 2.0	FLUCTUACIONES MODERADAS DE CLIMA AGUA RESIDUAL CON SOLIDOS SEDIMENTABLES
2.0 - 3.0	GRANDES FLUCTUACIONES ESTACIONALES DE TEMPERATURA Y GRANDES CANTIDADES DE SOLIDOS SEDIMENTABLES

(FUENTE: GLOYNA, 1971)

PROCEDIMIENTO SUD AFRICANO

- CARGA DE DBO RELACIONADA A PROFUNDIDAD

$$L_p = \frac{1000}{(0.18d + 8)} \quad (4)$$

DONDE:

- d = PROFUNDIDAD (m)

- EXPERIMENTACION ADICIONAL PERMITIO

$$L_p = \frac{600}{(0.18d + 8)} \quad (5)$$

- EN LA ECUACION (1) SE DA VALOR DE $K_T = 0.17$ Y

$$L_p = \frac{L_o}{(0.17R_T + 1)} \quad (6)$$

- DIGESTION DE CAPA DE LODOS

$$K_{s(T)} = 0.002(1.35)^{-(20 - T)} \quad (7)$$

DONDE:

- $K_{s(T)}$ = TASA DE DIGESTION DE LA CAPA DE LODOS

PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO

• LAGUNAS ANAEROBIAS

$$L_p = \frac{L_o}{K_n \left[\frac{L_p}{L_o} \right]^n R + 1} \quad (8)$$

DONDE:

- R = TIEMPO DE RETENCION PARA SISTEMA COMPLETAMENTE MEZCLADO (DIAS)
- n = EXPONENTE, DETERMINADO EXPERIMENTALMENTE (PARA ZAMBIA, n = 4.8)
- K_n = COEFICIENTE DE DISEÑO

• LAGUNAS AEROBIAS

$$O = 0.22 F I_L \quad (9)$$

DONDE:

- O = PRODUCCION DE OXIGENO (Kg/ha/día)
- F = EFICIENCIA DE CONVERSION DE LUZ (%)
- I_L = INTENSIDAD DE LUZ (CAL/cm²/día)

$$Y_a = 0.125 F I_L \quad (10)$$

DONDE:

- Y_a = RENDIMIENTO DE ALGAS (Kg ALGAS/ha/día)

(FUENTE: GLOYNA, 1971)

PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO

• LAGUNAS AERADAS MECANICAMENTE

$$O_s = O_m \frac{C_{sw} - C}{C_s} \times \alpha \times \theta^{(T - 20)} F_A \quad (11)$$

DONDE:

- O_s = OXIGENO DE LA AERACION MECANICA (Kg O_2 /HP/h)
- O_m = TASA DE OXIGENO DEL FABRICANTE (1.8 - 2.1)
- C_{sw} = NIVEL DE SATURACION DE OXIGENO (mg/l) TEMP = T
- C = NIVEL DE OXIGENO EN LA LAGUNA (mg/l)
- C_s = NIVEL DE SATURACION DE AGUA DEST. A 20° C (mg/l)

- α = COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DEL AGUA RESIDUAL
COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE AGUA DE LA LLAVE
 (VALORES TÍPICOS ENTRE 0.6 Y 1.1)

- θ = COEFICIENTE DE REACCION DE TEMPERATURA = 1.02
- F_A = FACTOR DE CORRECCION PARA ALTURAS MAYORES DE 1,200 m

$$O = a'(L - L) + b'X \quad (12)$$

DONDE:

- O = OXIGENO REQUERIDO (mg/l)
- a' = DBO REMOVIDA PARA CRECIMIENTO
- b' = RESPIRACION ENDOGENA, TASA POR DIA
- X = SOLIDOS SUSPENDIDOS DEL LICOR MEZCLADO (mg/l)

(FUENTE: GLOYNA, 1971)

CARACTERISTICAS GENERALES DE DISEÑO PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACION

TIPO DE LAGUNA	PROFUNDIDAD (m)	TIEMPO DE RETENCION (DIAS)	CARGA SUPERFICIAL (Kg DBO/ha/d)
• ANAEROBIA	3 - 7	2 - 5	400 - 2000
• FACULTATIVA	1.5 - 2.5	5 - 45	20 - 200
• AEROBIA	0.6 - 1.2	5 - 15	20 - 50
• AEROBIA DE ALTA TASA	0.3 - 0.6	3 - 8	50 - 200
• MADURACION	0.9 - 1.5	7 - 15	-----

COMPARACION DE LOS REQUERIMIENTOS DE ENERGIA PARA SISTEMAS DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO (1)

<u>TIPO DE TRATAMIENTO</u>	<u>USO DE ENERGIA (2)</u>
LODOS ACTIVADOS	1,000,000
LAGUNAS AERADAS	850,000
DISCOS BIOLÓGICOS	120,000
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	0

(1) BASE DE COMPARACION:

- GASTO = 3,785 m³/d
- DBO INFLUENTE = 350 mg/l
- TASA REMOCION DBO = 0.001 mg/l/día
- EXCLUYE COSTOS DE BOMBEO Y PRETRATAMIENTO

(2) EN KWH/AÑO

(FUENTE, GLOYNA & TISCHLER, 1979)



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y
REUSOS

TEMA: " Z A N J A S D E O X I D A C I O N " (1)

(1) Est material fue elaborado por el ingeniero Ed-
mundo Izurieta R. para el curso relacionado con Tra-
tamiento de aguas residuales, que se impartirá en el
Palacio de Minería

ZANJAS DE OXIDACION

En el pasado, en muy pocas ocasiones se han empleado plantas de lodos activados para atender las necesidades de pequeñas localidades, debido a que se requieren permanente atención - por parte de personal especializado en ese campo. En años recientes se utilizan procesos de operación más sencilla, que tienen similar fundamento al de los lodos activados, principalmente a los de aeración extendida, estos son los denominados "zanjas o canales de oxidación".

1. Las zanjias de oxidación tienen una excelente aplicación - en la solución de problemas de tratamiento de aguas residuales de pequeñas localidades (5 a 10 mil habitantes), pero hay ejemplos de empleo en otros de mayor tamaño.
2. Es una aplicación del tratamiento de lodos activados de aeración extendida.
3. Fueron originalmente construídas y operadas en los Países Bajos, funcionan mediante un rotor (aerador) de tipo Kessener. En Inglaterra se las conoce con el nombre de zanjias de oxidación Pasveer. Posteriormente se las construyó en Estados Unidos.
4. Basicamente consisten de una zanja o canal en formade elipse que recibe aguas residuales crudas sin sedimentación previa, las que son mezcladas y aireadas mediante un rotor inoxidable que al mismo tiempo pone en circulación el agua en la zanja.
5. El proceso de aireación origina la formación de unlicor mezclado (MLSS), que desempeña un papel similar a los lodos activados. Los lodos producidos en la zanja son sedimentados en un tanque, para ser luego recirculados y mantener en el proceso - la concentración deseada.

6. El período de aeración puede reducirse dependiendo de la eficiencia del rotor, por esa razón es importante la adecuada selección.
7. Como tratamiento previo debe tenerse una rejilla para detener el material grueso flotante y un dispositivo para medir el gasto (vertedor o canaleta Parshall).
8. La zanja de oxidación constituye una adecuada solución para el tratamiento de las aguas residuales de pequeñas y medianas localidades, dando un efluente aceptable en comparación con los otros procesos secundarios.
9. Entre las principales características hidráulicas y biológicas podemos mencionar las siguientes:

a. Forma del canal

Generalmente es de forma elíptica, aunque pueden hacerse modificaciones para ampliar la longitud o dar cabida a la sedimentación de los lodos.

El canal es de forma trapezoidal para hacer más económica su construcción, con profundidades de 2.0 a 5.00 pies (0.90 a 1.50 m.). El ancho será función del volumen de la zanja y de la longitud de los rotores que se producen.

b. Velocidad de circulación

El líquido en el canal debe tener una velocidad (V) comprendida entre 0.30 a 0.60 m. por segundo (1.0 a 2.0 pies/seg.) y ningún caso ser menor a 0.30 m./seg.

c. Dimensionamiento del canal

Para el diseño del canal hay que tomar en cuenta la carga biológica. Es recomendable emplear valores que sugiere el fabricante del equipo. Sugeriremos algunos valores a continuación.

d. Cargas orgánicas

- 74 pies cub./ una lb. de DBO aplicada (4.62 m³/1 Kg).Fabricante.
- 4.5 a 7.0 m³/Kg.DBO₅-día (se emplea un volumen promedio - de 6.0 m³/Kg).
- 10 lb.DBO₅/1,000 pies³-día (14.9 Kg/1,000 m³-día (evaluación de varias zanjas para obtener efluentes de 25 mg/l de sólidos suspendidos).

e. Período de retención

- Se sugiere períodos de retención comprendidos entre 1.0 a 3.0 días. De acuerdo a la experiencia obtenida en varios procesos de Estados Unidos se recomienda que no sea menor a 24.0 horas (1 día), a pesar de que ciertos equipos de aeración son muy eficientes pudiendo bajar el período de retención al rededor de 12 horas.
- Para determinar el período óptimo es recomendable considerar la calidad de las aguas residuales. Yáñez sugierelos si - guientes valores:

<u>DBO(mg/l)</u>	<u>Per. retenc.</u>	<u>DBO(mg/l)</u>	<u>Per. retenc.</u>
100	24 horas	250	60 horas
150	36 horas	500	120
200	48 horas		

f. Profundidad del líquido

Como se indicó en la letra a. el líquido en la zanja debe tener una profundidad de 2.0 a 5.0 pies (0.90 a 1.50 m.), dejando un bordo libre en su longitud total que puede ser de 1 pie (0.30 0 0.40 m.)

g. Localización del influente y del efluente

La estructura correspondiente a la entrada de las aguas residuales al canal, o sea del influente, debe ser aguas arriba del rotor, lo que tiene múltiples propósitos. Respecto a la estructura del efluente se sugiere que su localización sea a

una distancia no menor de $1/3$ de la longitud del canal aguas arriba del influente

h. Formas de las zanjas

En los esquemas anexos se proporcionan algunas ideas sobre la forma que tienen los canales, con la ubicación del influente, efluente y la entrada de los lodos. Respecto al tipo de funcionamiento hay "continuas" y "discontinuas" (hay que detener el movimiento del líquido para que se sedimenten los lodos.

En otro de los esquemas se indican posibles soluciones para localizar el tanque de sedimentación (ensanchando el canal o tanques fuera de el) de los lodos.

i. Aeración con rotores

El rotor tiene básicamente tres propósitos fundamentales: (1) facilitar el contacto del líquido (aguas residuales) con el aire para facilitar la aeración (2) producir una mezcla relativamente homogénea para que el tratamiento o estabilización de la materia orgánica tenga una característica similar. (3) producir el movimiento del líquido en el canal.

Varios autores han estudiado a fondo el proceso o mecanismo cómo se efectúa la transferencia del gas oxígeno a la masa líquida, entre ellos Pasveer y Rubius, mencionando que hay varios hechos como la ondulación-pulsación del líquido (causadas por las hojas del rotor); el lanzamiento del líquido al aire originando gotas de agua en la vecindad del rotor y la creación de una mezcla de agua-aire alrededor del rotor - como consecuencia de una continua agitación que renueva la superficie de transferencia del oxígeno.

Según pruebas efectuadas por Pasveer llegó a la conclusión que el tercer factor es el de mayor importancia o sea la renovación de la superficie de transferencia del oxígeno

j. Tasa de transferencia de oxígeno

La tasa de transferencia de oxígeno, o, capacidad de oxigenación, de un "aerador mecánico" es una cantidad expresada en términos de kilogramos de oxígeno añadidos por caballo de fuerza en una hora (kilovatio-hora), en condiciones estándar (20°C, 760 mm de mercurio, cero por ciento de saturación de oxígeno y requerimiento de potencia del eje del rotor).

La tasa de transferencia de oxígeno se calcula haciendo un balance antes y después del aerador, usualmente se la expresa en términos de potencia útil consumida, para lo cual se divide la relación del balance por esa potencia

$$W_T = \frac{B.Q. (C_d - C_a)}{E.P.}$$

W_T = tasa de transferencia de oxígeno en las condiciones del ensayo (Kg O₂/K_w-hora)

B = factor de conversión = 0.0036 (seg/hora x Kg/mg)

Q = flujo del agua, l/seg.

C_a = concentración de O.D. en el punto de muestreo antes del aerador (mg/l)

C_d = concentración de O.D. en el punto de muestreo después del aerador (mg/l)

P = potencia consumida por el aerador, Kw

E = eficiencia mecánica de la unidad (motor y engranaje de reducción de R.P.M.

También se puede llegar a la misma relación aplicando la ley de Fick de transferencia de masa manteniendo condiciones de equilibrio

k. Concentración de sólidos en el licor mezclado

En este proceso el flóculo biológico debe mantener una concentra-

ción de sólidos (SSLM) que puede estar entre 5,000 y 6,000 mg/l.

1. Algunos aspectos operativos

Indicaremos algunos factores que deben considerarse para obtener una eficiente operación de las zanjas de oxidación.

a. La operación de este sistema o proceso es de una planta de lodos activados con aeración extendida, donde se mantiene una relación F/M de 0.1 a 0.2 al día.

b. Las zanjas pueden operar con flujo intermitente o continuo. En el primer caso hay que cerrar el acceso de las aguas residuales, parar el rotor, cerrar el canal de descarga y permitir que el líquido sedimente (1 a 2 horas) y en esa forma desalojar los lodos. Para el caso de la zanja con flujo continuo es necesario diseñar un sedimentador (hay varias soluciones) para que el líquido decante el material en suspensión y se mantenga la concentración de los sólidos suspendidos en el licor mezclado.

c. La remoción de los lodos puede hacerse cada una o dos semanas, como sugiere Eckenfelder.

d. Siendo un proceso de aeración extendida su fundamento se basa en un sistema que opera con la fase de crecimiento endógeno.

e. El proceso puede tolerar cargas adicionales momentáneas sin perturbar el buen funcionamiento del sistema.

f. Entre las ventajas del proceso podemos mencionar que las aguas residuales no requieren tratamiento previo, excepto la remoción de material flotante grueso (rejillas) y arena (desarenador).

m. Rotores

Los rotores constituyen el equipo que transfiere el oxígeno en el tratamiento biológico aerobio que nos ocupa. Un tipo de rotor empleado para estos casos es el de cepillo (Kessener brush)

y el rotor jaula o de paletas.

El rotor de cepillo gira a una velocidad de 0.3 a 0.6 m. por segundo (1.0 a 2.0 pies/seg.

Hay factores importantes que determinan la eficiencia del rotor como es la relación de la longitud al volumen del líquido, diámetro al volumen, sumergencia y revoluciones por minuto.

El fabricante dispone de tablas para establecer la relación - entre la inmersión (pulgadas o centímetros), número de revoluciones por minuto, oxígeno suministrado por hora y metro de longitud (Kg O₂-hora/metro/ potencia del motor.

Entre las firmas que fabrican rotores está la "Lakeside Equipment Corporation, los hay de tres tipos (cage, mini-Magna y Magna). En los dos gráficos adjuntos se mencionan la capacidad de oxigenación y los requerimientos de potencia.

10* Parámetros principales que se consideran en la operación de las zanjas de oxidación.

Entre los parámetros que más se utilizan podemos mencionar los que se citan a continuación:

a. Sólidos en suspensión en el licor mezclado (SSLM)

La fórmula que indica el parámetro es:

$$SSLM = \frac{S_s + F \cdot r}{1 + r}$$

SSLM = sólidos en suspensión en el licor mezclado

S_s = Sólidos en suspensión en el influente ,mg/l.

F = concentración de sólidos en los lodos de retorno

r = porcentaje (%) de retorno de los lodos (decimal).

Los SSLM es variable puede fluctuar en mayor rango al indicado anteriormente (letra k) o sea entre 2,000 y 8,000 mg/l, pero se obtienen buenos resultados cuando la concentración es de 4,000 mg/l.

b. Edad de los lodos (E.L.)

Este es un parámetro muy útil en la operación de las zanjas para obtener una buena remoción de la DBO. Para determinar la edad de los lodos (E.L.) se aplica la fórmula que se indica.

$$E.L. = \frac{\text{microorganismos}}{\text{substrato}} = \frac{\text{Kg de SSLM}}{\text{Kg.DBO}_5/\text{día}}$$

$$E.L. = \frac{PR \cdot SSLM}{DBO \times 24}$$

PR = período de retención en la zanja, horas

DBO = concentración en el influente, mg/l

E.L. = edad de los lodos, días

c. Carga orgánica por hora de aeración (X₁)

Es un buen parámetro para determinar la eficiencia de la remoción, se la determina aplicando la fórmula siguiente

$$X_1 = \frac{\text{Kg.DBO / día}}{1,000 \text{ Kg SSLM x hora de aeración}}$$

La ecuación anterior puesta en función del período de retención

$$\frac{DBO \times 24,000}{SSLM \times \overline{PR}} = X_1$$

d. Requerimientos de oxígeno

En las zanjas de oxidación, como en el proceso de lodos activados, el oxígeno abastecido es usado en doble función, una porción del substrato es utilizado para síntesis (nuevas células) o como fuente de energía; adicionalmente los microorganismos utilizan otra porción del oxígeno para el mantenimiento celular (denominada respiración endógena). Este requerimiento doble se expresa matemáticamente:

$$\frac{\text{Kg. O}_2}{\text{día}} = a' \frac{\text{Kg. DBO}_r}{\text{día}} + b' \cdot \text{Kg! SSVLM}$$

Se puede expresar en otra forma:

$$R_r = a' L_r + b' \cdot S_a$$

R_r = requerimientos de O_2 , Kg/día.

L_r = DBO removida, Kg./día

S_a = Kg. licor mezclado de SSV, Kg.

a' = porcentaje o coeficiente de la DBO_5 removida y que es utilizada para el crecimiento. Usualmente tiene valores comprendidos de 0.35 a 0.65, con un promedio de 0.5 para el tratamiento de aguas residuales domésticas con lodos activados (Kg. O_2 -día/Kg. DBO_r -día).

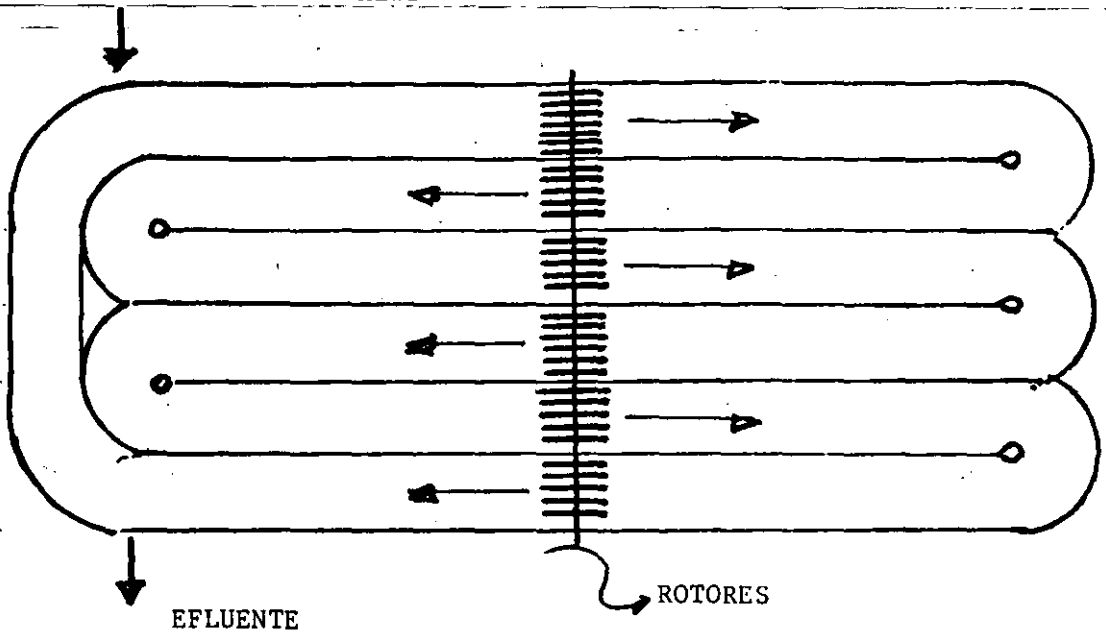
b' = coeficiente que representa la tasa de respiración endógena, está entre 0.08 y 0.14 para 20°C , con un promedio de 0.12 para plantas de lodos activados (Kg. O_2 -día/ Kg.LMSSV)

VISTA AEREA DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON EMPLEO
DEL PROCESO DE ZANJAS DE OXIDACION

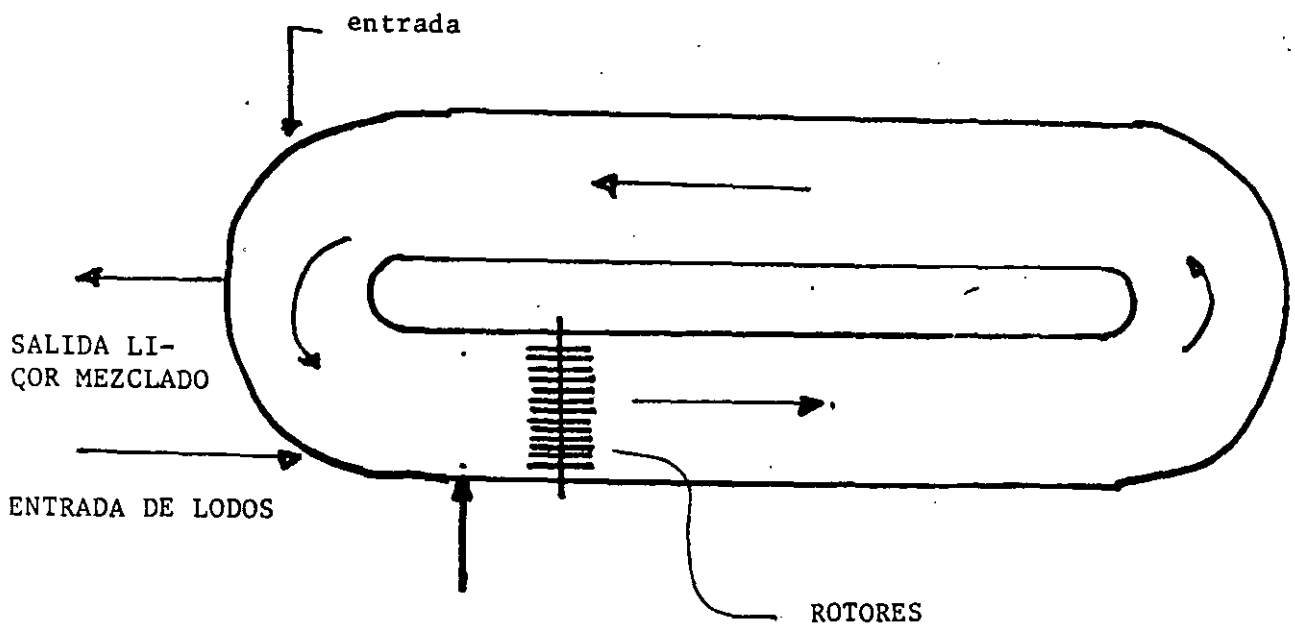


ENTRADA
AGUAS RESIDUALES

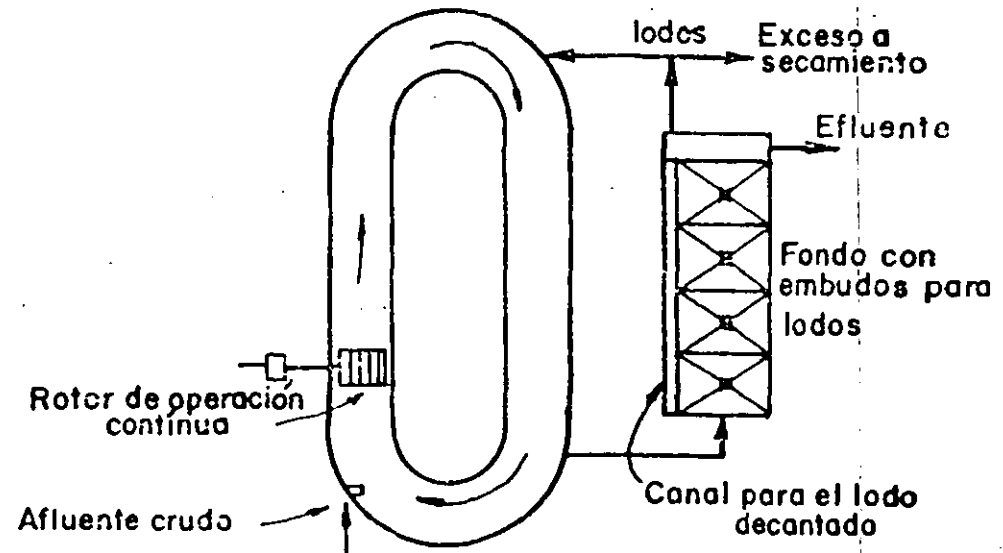
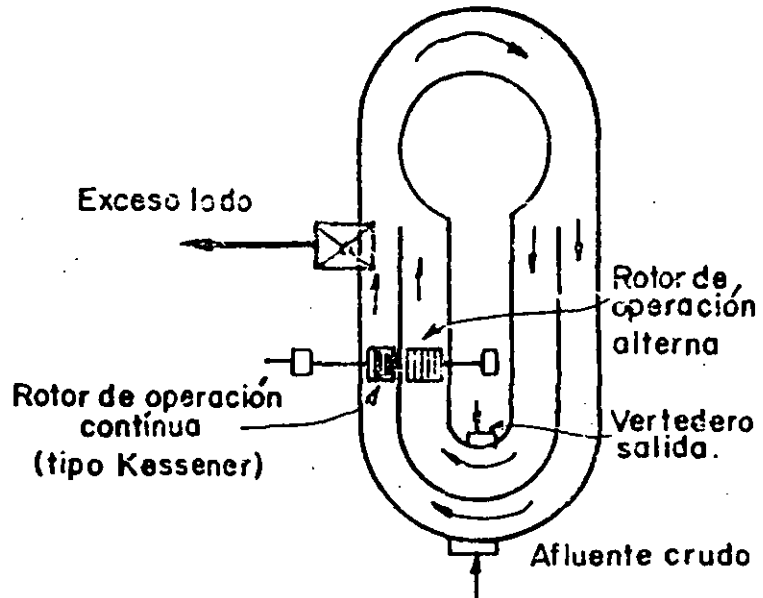
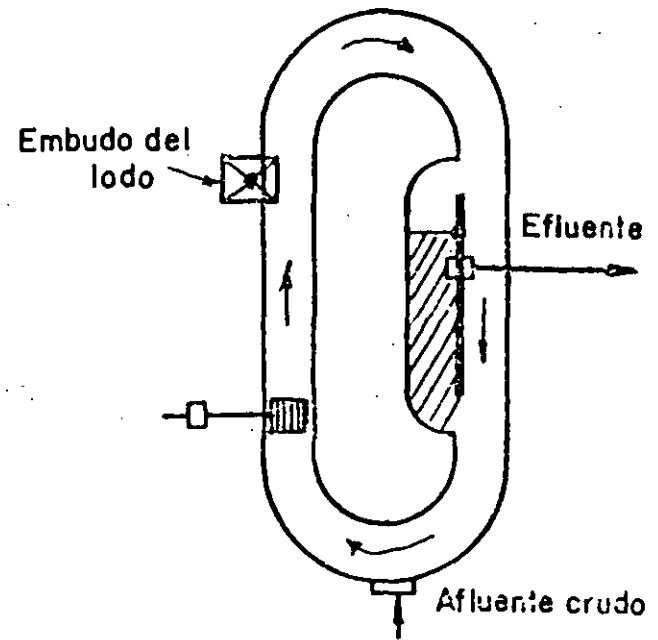
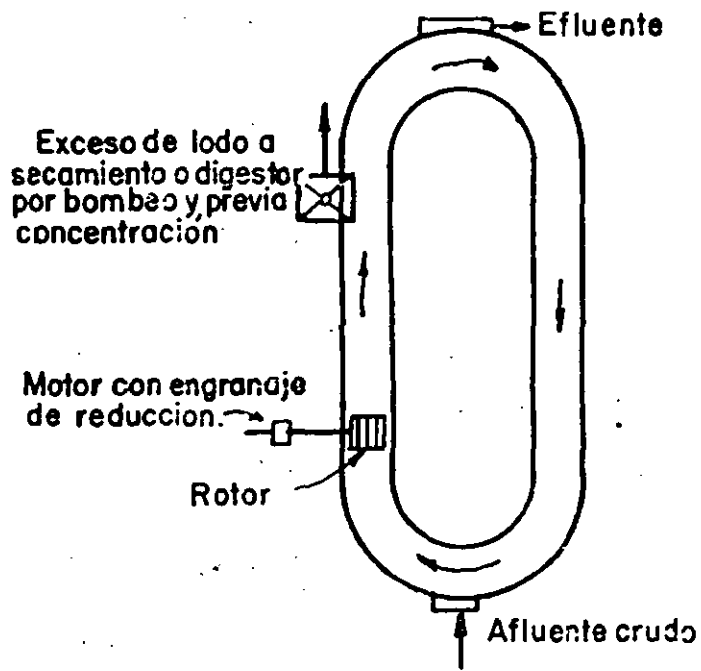
-11-



ESQUEMA DEL TRATAMIENTO CON ZANJAS DE OXIDACION EN HAWORTH Y SHEFFIELD
(INGLATERRRA)



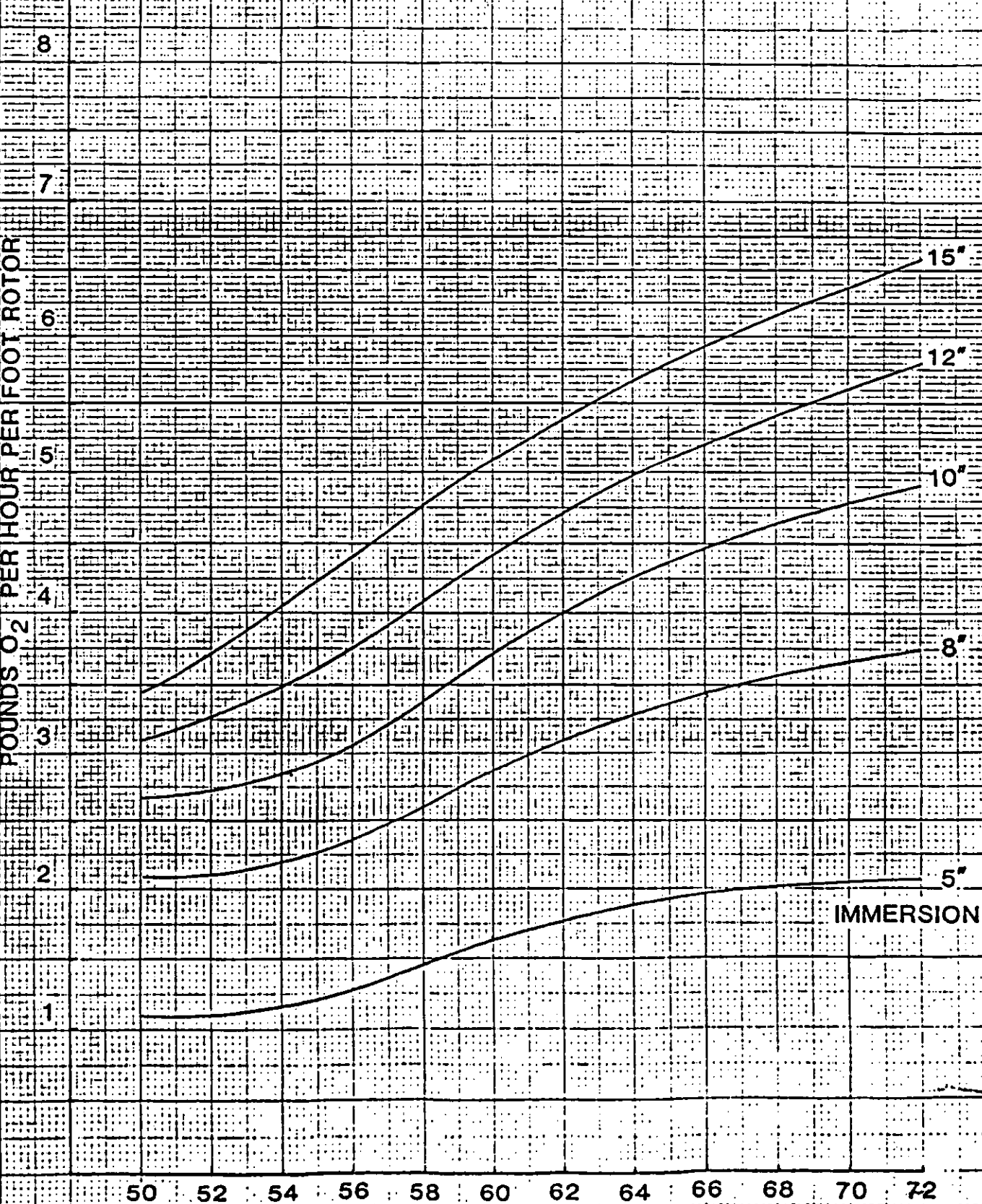
ESQUELA DE UNA ZANJA DE OXIDACION SIMPLE (TIPO ANILLO)



OXYGENATION CAPACITY

42" MAGNA

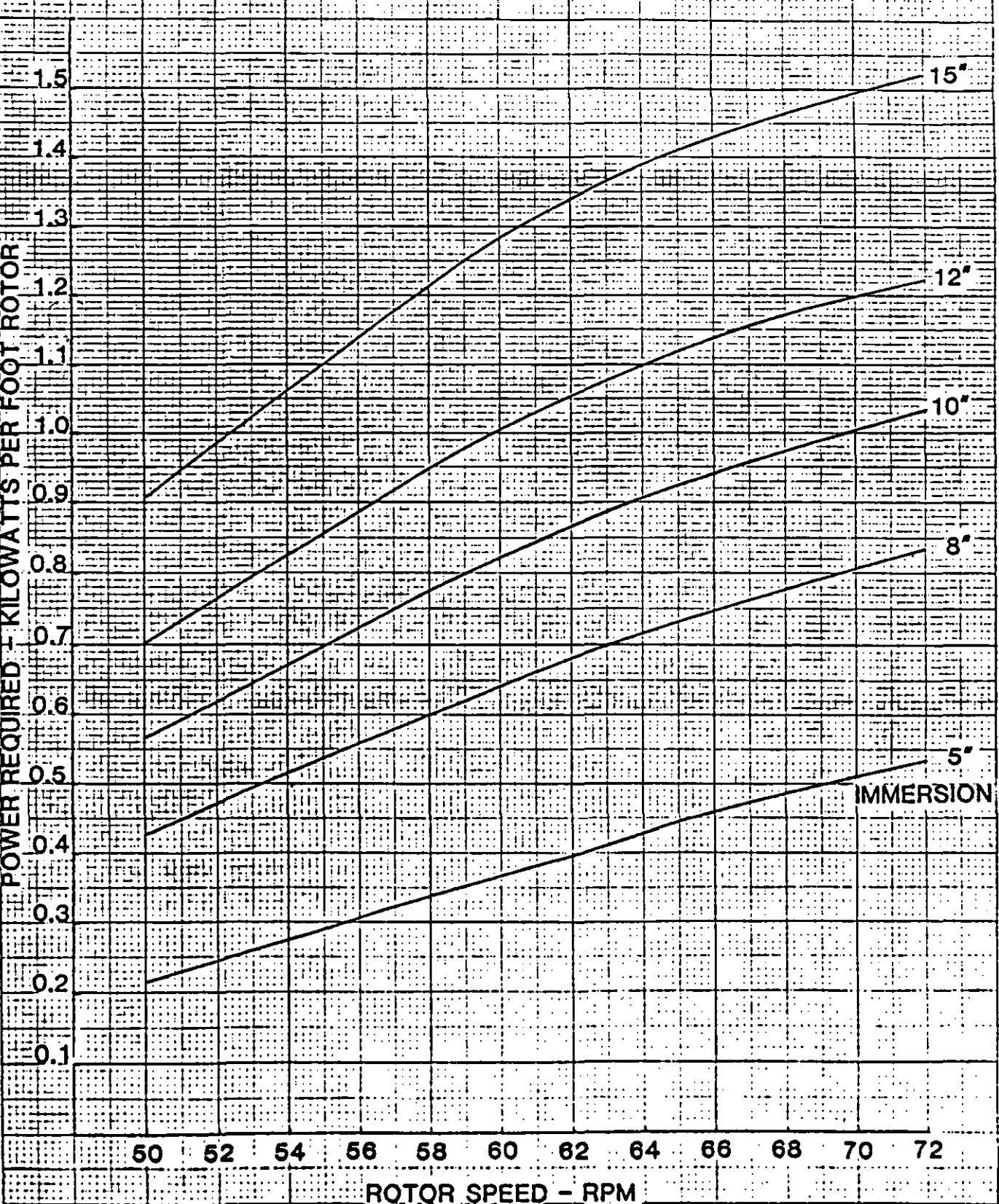
ZERO D. O., 20°C, 760 MM

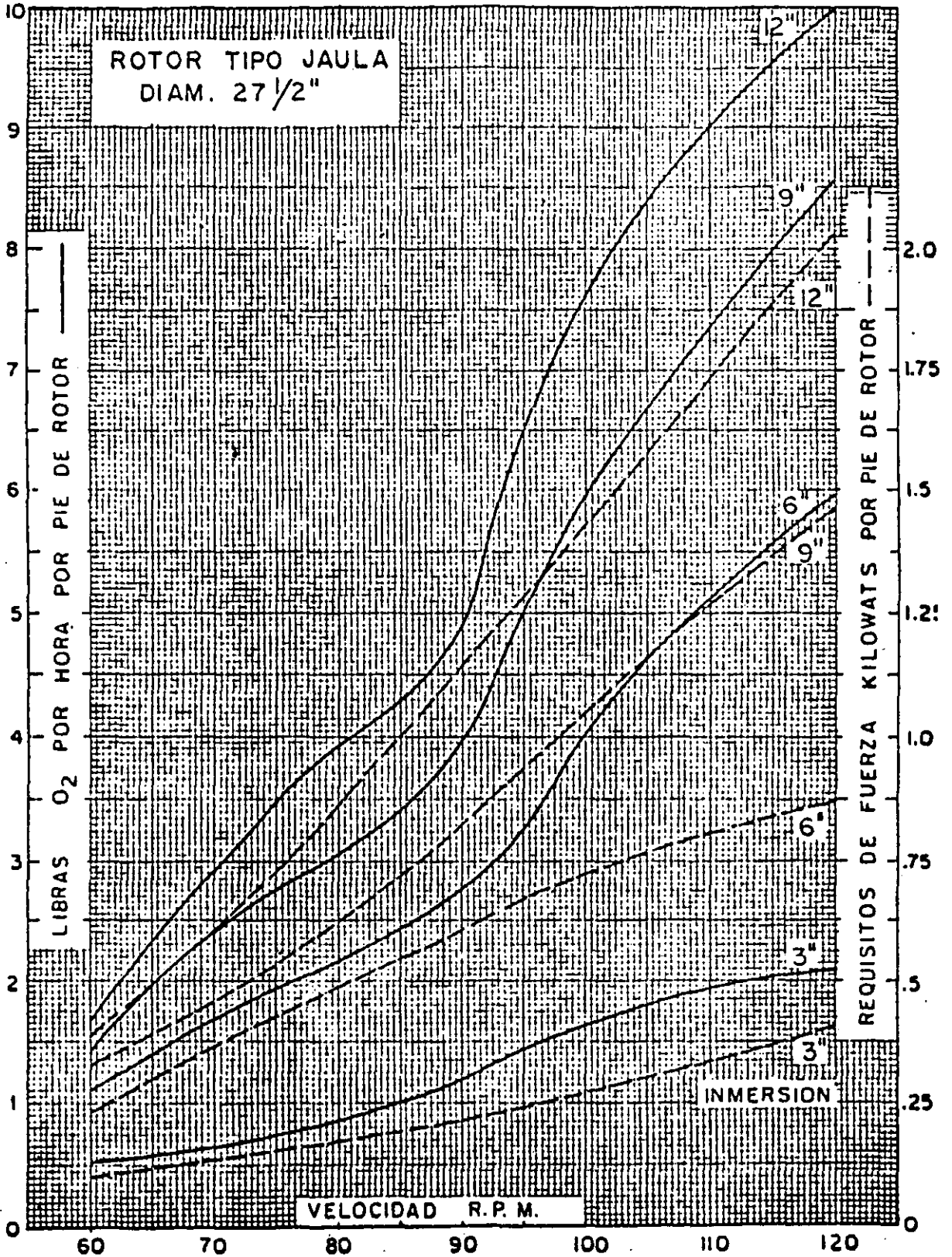


ROTOR SPEED - RPM

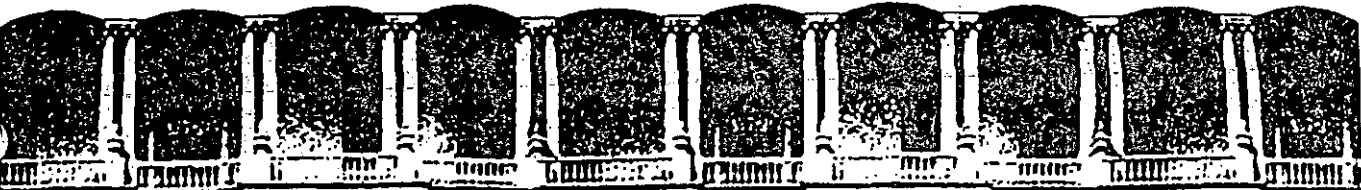
POWER REQUIREMENTS

42" MAGNA





- CAPACIDAD DE OXIGENACION EN CONDICIONES ESTANDAR
PARA AGUA POTABLE



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

DESINFECCION

Georgina Fernández Villagómez

PALACIO DE MINERIA

DESINFECCION

1. Aspectos generales

Se denomina desinfección a la destrucción de organismos causantes de enfermedades. No todos los organismos se destruyen durante el proceso. Esto diferencia la desinfección de la esterilización, la cual consiste en la destrucción de todos los organismos. Las enfermedades más importantes causadas por organismos patógenos presentes en aguas residuales se resumen en la Tabla 1.

En México desde hace varios años, se han estado utilizando las aguas residuales domésticas, para el riego agrícola en áreas rurales aledañas a un gran número de centros de población; sin embargo, la presencia de los organismos patógenos, constituye cierto riesgo de infección para la población. Este riesgo de infección, depende de muchos factores complejos tales como:

La efectividad del proceso de tratamiento para la remoción e inactivación de los patógenos

La sobrevivencia de estos organismos en los cultivos, el suelo, los ríos y cuerpos de agua

Las técnicas de irrigación

La Tabla 2, muestra los principales métodos de desinfección disponibles. Actualmente, el método más común empleado para desinfectar aguas residuales es mediante la adición del cloro, principalmente por su bajo costo y gran poder bactericida. No obstante, debido a la aplicación del cloro, se pueden provocar algunos efectos adversos, incluyendo la posible formación de compuestos carcinogénicos, los que se han detectado hasta hace poco tiempo, por lo que se han estado investigando otros métodos alternativos para lograr una buena desinfección.

Estos métodos pueden clasificarse en la siguiente forma:

a) Agentes químicos

Los requerimientos para un desinfectante químico ideal, están reportados en la Tabla 3. Como se muestra, el desinfectante tendría que poseer una amplia gama de características. Aun cuando este compuesto pueda no existir, los requerimientos establecidos en la tabla deberán considerarse al evaluar los desinfectantes propuestos o recomendados. Para los ingenieros sanitarios, también es importante que el desinfectante sea seguro de manejar y de

aplicar, además de que la concentración que se requiera en las aguas residuales sea medible.

Los productos químicos que han sido empleados como desinfectantes incluyen:

- | | |
|--------------------------------------|------------------------------|
| (1) Cloro y sus compuestos | (7) Metales pesados |
| (2) Bromo | (8) Colorantes |
| (3) Yodo | (9) Alcoholes |
| (4) Ozono | (10) Compuestos cuaternarios |
| (5) Fenol y compuestos fenólicos | (11) Peróxido de Hidrógeno |
| (6) Jabones y detergentes sintéticos | (12) Varios ácidos y álcalis |

De estos compuestos, los desinfectantes más comunes, son los productos químicos oxidantes y de ellos, el cloro es el más utilizado. El ozono, se considera como un desinfectante altamente efectivo y su uso va en aumento, aun cuando no tenga efecto residual. En la Tabla 4, se presentan las principales características del ozono.

b) Agentes físicos

Los desinfectantes físicos que se pueden utilizar son básicamente calor y luz. El calentamiento del agua al punto de ebullición, por ejemplo, destruir a las bacterias principalmente productoras de enfermedades que no forman esporas. El calor se emplea comunmente en las industrias de bebidas y lechera, pero no es un medio que permita desinfectar grandes cantidades de aguas residuales debido al alto costo. Sin embargo, en Europa se usa extensamente la pasteurización de lodos. La luz ultravioleta se ha empleado con éxito para esterilizar pequeñas cantidades de agua, pero con el inconveniente de que su eficiencia disminuye mucho cuando se encuentran presentes partículas suspendidas en el agua.

c) Medios mecánicos

Las bacterias y otros organismos también se remueven por medios mecánicos durante el tratamiento de aguas residuales. En la Tabla 5, se reportan eficiencias típicas de remoción para varias operaciones y procesos de tratamiento. Las cuatro primeras de ellas se consideran procesos físicos. Las remociones obtenidas, son un subproducto de la función primaria del proceso.

d) Radiación

Este método de tratamiento, ha tomado gran auge en los últimos años, pues los trabajos de laboratorio han demostrado que es un

efectivo desinfectante que no induce ninguna radiación residual; elimina bacterias, virus, esporas y afecta a los huevecillos de parásitos disminuyendo su reproducción. Reduce la cantidad de sólidos orgánicos suspendidos, detergentes, parathion residual, fenoles, nitrilos, también disminuye los olores de las aguas residuales tratadas. Hasta el momento sus desventajas son:

No tiene efecto residual en el efluente tratado
El costo es elevado

Los principales tipos de radiación son electromagnéticos, acústica y de partículas. Los rayos gamma son emitidos por radioisótopos, tales como el cobalto 60. Debido a su poder de penetración, los rayos gamma se han utilizado para desinfectar tanto agua como aguas residuales. La Figura 1, muestra un dispositivo de haz de electrones de alta energía para irradiación de aguas residuales o lodos

Mecanismos de desinfección.

Se han propuesto los siguientes cuatro mecanismos para explicar la acción de los desinfectantes:

A. Daño a la pared celular

El daño o destrucción de la pared celular dará por resultado muerte y lisis de la célula. Algunos agentes tales como la penicilina, inhiben la síntesis de la pared celular.

B. Alteración de la permeabilidad de la célula

Los agentes como los compuestos fenólicos y los detergentes, alteran la permeabilidad de la membrana citoplásmica. Estas sustancias destruyen la permeabilidad selectiva de la membrana y permiten que se escapen los nutrientes vitales, tales como el nitrógeno y el fósforo.

C. Modificación de la naturaleza del protoplasma

El calor, la radiación y los agentes fuertemente ácidos o alcalinos alteran la naturaleza coloidal del protoplasma. El calor coagula las proteínas de la célula y los ácidos o bases las desnaturalizan, produciendo un efecto letal. La irradiación directa a las células producen reacciones de ionización dentro de las moléculas celulares, con su posterior destrucción.

D. Inhibición de la actividad enzimática

Los agentes oxidantes tales como el cloro, pueden alterar la estructura química de las enzimas e inactivarlas.

Factores que tienen influencia sobre la acción de los desinfectantes.

Al aplicar los agentes o medios que se han descrito, deben considerarse los siguientes factores:

- i) Tiempo de contacto
- ii) Concentración y tipo de agente químico
- iii) Intensidad y naturaleza del agente físico
- iv) Temperatura
- v) Número de organismos
- vi) Naturaleza del líquido que soporta el agente.

2. Desinfección empleando cloro

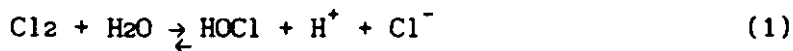
De todos los desinfectantes químicos, el cloro es con toda seguridad el de mayor uso en el mundo. La razón de ello, es que satisface la mayoría de los requerimientos especificados en la Tabla 3.

Los compuestos de cloro más frecuentemente utilizados en tratamiento de aguas residuales son: cloro gaseoso (Cl_2), hipoclorito de calcio [$\text{Ca}(\text{OCl}_2)_2$], hipoclorito de sodio (NaOCl) y bioxido de cloro (ClO_2). Los hipocloritos de sodio y calcio se emplean en plantas pequeñas de tratamiento, en donde la sencillez y seguridad en el manejo son más importantes que el costo. El uso del bioxido de cloro se estudia cada día con mayor interés como un posible sustituto del cloro gaseoso. El cloro gaseoso, por economía, ocupa el primer lugar de consumo.

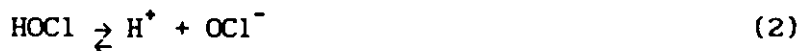
Reacciones con el agua

Cuando se aplica cloro gaseoso al agua ocurren las siguientes reacciones que aparecen en la Tabla 6.

a) Hidrólisis

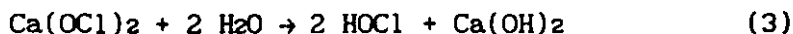


b) Ionización



La cantidad de HOCl y de OCl^- que se encuentra presente en el agua se denomina cloro disponible. La distribución relativa de estas dos especies es muy importante, porque la eficiencia desinfectante de HOCl es entre 40 y 80 veces mayor que la del OCl^- .

También puede agregarse cloro libre al agua en forma de hipoclorito. Las reacciones correspondientes son:



Reacciones con amoníaco

Las aguas residuales crudas contienen nitrógeno en forma de amoníaco y en varias formas orgánicas combinadas. El efluente de la mayor parte de las plantas de tratamiento, también contiene cantidades significativas de nitrógeno, generalmente en forma de amoníaco o de nitratos, sobre todo si la planta ha sido diseñada para efectuar el proceso de nitrificación. Debido a que el cloro hipocloroso es un agente oxidante muy activo, reacciona rápidamente con el amoníaco existente para formar los tres tipos de cloraminas, en forma sucesiva, las que aparecen en la Tabla 6.

Estas reacciones dependen mucho del pH, la temperatura, el tiempo de contacto y la relación inicial del cloro y el amoníaco.

Cloración a punto de quiebre

La Figura 2. muestra los fenómenos que suceden escalonadamente, cuando se agrega cloro a aguas que contienen amoníaco.

Conforme se agrega cloro, las sustancias fácilmente oxidables, tales como Fe^{++} , Mn^{++} , H_2S y materia orgánica, reaccionan con l y lo reducen, en su mayor parte a ion cloruro (Punto A). Después de satisfacer esta demanda inmediata, el cloro continúa reaccionando con el amoníaco para formar cloraminas entre los puntos A y B. Para relaciones molares de cloro a amoníaco menores de 1, se formarían monocloraminas y dicloraminas. La distribución de estas dos formas, está gobernada por sus velocidades de formación, las cuales dependen del pH y de la temperatura. Entre el punto B y el punto de quiebre, una parte de las cloraminas se convierte a tricloruro de nitrógeno, el resto se oxida a óxido nitroso (N_2O) y nitrógeno (N_2) y el cloro se reduce a ion cloruro. Con mayor adición de cloro, la mayor parte de las cloraminas se oxidan en el punto de quiebre. Teóricamente, la relación en peso de cloro a nitrógeno amoniacal en el punto de quiebre es de 7.6 a 1.

Las reacciones posibles a que se debe la aparición de los gases antes mencionados y la desaparición de la cloramina se muestra en la Tabla 6.

Si se continúa agregando cloro después del punto de quiebre, dar por resultado un crecimiento directamente proporcional del cloro libre disponible.

La razón principal de agregar suficiente cloro para obtener un residual de cloro libre, es que generalmente se puede asegurar que se ha obtenido desinfección. La cantidad de cloro que debe agregarse para alcanzar un nivel deseado de residual recibe el nombre de *demanda de cloro*.

Factores que afectan la eficiencia de desinfección del cloro

Los principales factores que afectan la eficiencia de desinfección el cloro, son los siguientes:

(1) Eficiencia germicida del cloro.

Se determina midiendo el número de organismos y el cloro residual remanente después de un periodo especificado de tiempo. Normalmente, se emplea como índice el grupo de coliformes, empleando el procedimiento del número más probable (NMP), para los organismos inicialmente existentes y la cuenta en placa, incubando a 37°C durante 24 horas para los coliformes remanentes.

Para la determinación analítica del cloro residual, el método amperométrico ha demostrado ser el más

Numerosas pruebas realizadas, han demostrado que cuando todos los parámetros físicos se mantienen constantes. La eficiencia germicida de la desinfección, medida por las bacterias sobrevivientes, depende primordialmente del cloro residual presente y del tiempo de contacto.

(2) Eficiencia germicida de varios compuestos de cloro

Para un tiempo de contacto o un residual dado, la eficiencia germicida del ácido hipocloroso es significativamente mayor que la del ion hipoclorito o la monoclорamina. Por esta razón, con una mezcla adecuada, la formación de ácido hipocloroso después del punto de quiebre es la más efectiva para alcanzar la desinfección de aguas residuales.

(3) Mezcla inicial

Recientemente se ha demostrado la importancia que tiene este factor. Se ha encontrado que la aplicación del cloro en un régimen altamente turbulento ($NR = 10^{-4}$), dio por resultado muertes dos ordenes de magnitud mayores que cuando se agregó separadamente a un reactor agitado de flujo continuo bajo condiciones similares. Esto tiene gran importancia en el diseño de las instalaciones donde se efectúa la cloración en las plantas de tratamiento.

(4) Reacción a punto de quiebre

Es importante considerar que si el agua de dilución empleada para inyectar el cloro contiene compuestos nitrogenados, una parte del cloro agregado reaccionar con estos compuestos y para cuando se haga la inyección se encontrar en forma de monoclорamina o dicloramina. Sin embargo, se ha demostrado que con un mezclado inicial apropiado y dando el tiempo de contacto necesario, las muertes de bacterias obtenidas son las mismas si se emplean efluente tratado o sin tratamiento para el agua de inyección.

(5) Tiempo de contacto

Debido a que la cloración para obtener ácido hipocloroso libre no es económicamente factible en muchas situaciones, más allá del punto de quiebre, es de importancia fundamental dar la consideración debida al tiempo de contacto. Ya que los reactores discontinuos para cloración son poco prácticos, en todas las plantas se emplean reactores continuos de flujo pistón.

(6) Características de las aguas residuales

Se ha observado con frecuencia que para plantas de tratamiento de diseño similar con características del efluente iguales medidas en términos de DBO, DQO y nitrógeno, la efectividad del proceso de cloración varía considerablemente de planta a planta. En un estudio realizado por Sung¹, en el que se estudiaron las características de los compuestos presentes en el agua tratada y sin tratar, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

a) En presencia de interferencias por compuestos orgánicos, el residual total de cloro, no puede ser empleado como una medida confiable para cuantificar la eficiencia bactericida del cloro.

b) El grado de interferencia de los compuestos estudiados depende de sus grupos funcionales y su estructura química.

c) Los compuestos saturados y los carbohidratos ejercen una demanda pequeña o nula de cloro y parecen no interferir con el proceso de cloración.

d) Compuestos orgánicos con uniones no saturadas pueden ejercer una demanda de cloro inmediata, dependiendo de sus grupos funcionales. En algunos casos, los compuestos resultantes, pueden tener un potencial desinfectante pequeño o nulo.

e) Los compuestos con anillos policíclicos conteniendo grupos hidroxilo y compuestos que contienen grupos de azufre, reaccionan rápidamente con el cloro para formar compuestos que tienen potencial bactericida pequeño o nulo, pero que analíticamente aparecen como cloro residual.

f) Para alcanzar cuentas bacterianas bajas en presencia de interferencias de compuestos orgánicos, se requerirán cantidades adicionales de cloro y mayores tiempos de contacto.

(7) Características de los microorganismos

Otra variable importante en el proceso de cloración, es la edad de los microorganismos. Por ejemplo, en el estudio antes mencionado, se encontró que había una diferencia notable en la resistencia de cultivos de bacterias al cloro. Para un cultivo de bacterias jóvenes de un día o menos con una dosis de 2 mg/L, se requirió solamente un minuto para alcanzar cuentas bacterianas bajas.

Cuando el cultivo era de 10 días de edad o mayor, se requirieron aproximadamente 30 minutos para obtener una reducción comparable con la misma dosis de cloro aplicada. Es probable que la resistencia ofrecida por la cubierta de polisacáridos que los microorganismos desarrollan al crecer, sea la causa de este fenómeno. En el proceso de tratamiento por lodos activados, el tiempo de residencia medio de las células, que se encuentra relacionado con la edad de ellas, efectuar en esta forma importante desarrollo del proceso de cloración.

3. Decloración

La decloración consiste en la remoción del cloro residual total que permanece después de la cloración. Se aplica para reducir al mínimo los efectos de los compuestos residuales clorados potencialmente tóxicos sobre la biota y los usos benéficos de los cuerpos receptores a los que se descargan los efluentes clorados. En la actualidad, el agente más empleado es el bioxido de azufre. Se ha empleado también carbón activado, sulfito de sodio (Na_2SO_3) y metabisulfito de sodio ($\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$).²

Bióxido de azufre

El bioxido de azufre remueve sucesivamente cloro libre; monocloramina, dicloramina, tricloruro de nitrógeno y compuestos policlorados. Cuando se egrega bioxido de azufre al agua, ocurren las siguientes reacciones, que aparecen en la Tabla 8.

Para la reacción global entre bioxido de azufre y cloro (ecuación 3 de la Tabla 8), la relación estequiométrica en peso del bioxido de azufre a cloro es de 0.9 a 1. En la práctica, se ha encontrado que se requiere una relación de 1.0 ppm de SO_2 para la decloración de 1.0 ppm de residuo de cloro (expresado como Cl_2). Debido a que las reacciones entre el bioxido de azufre, el cloro y las cloraminas son casi instantáneas, el tiempo de contacto por lo general, no es un factor importante y no emplean cámaras de reacción, pero sí es un requisito indispensable proporcionar una mezcla rápida en el punto de aplicación.

La relación de cloro libre al residual de cloro total combinado antes de la decloración, determina si el proceso de decloración es parcial o si prosigue hasta completarse. Una relación menor al 85% indica normalmente que se encuentra presente una cantidad significativa de nitrógeno orgánico e interfiere con el proceso de cloro residual libre.

Carbón activado

La adsorción en carbón activado proporciona una remoción completa, tanto del cloro libre como del combinado. En esta operación, ocurren las reacciones que aparecen en la Tabla 9.

Se emplean generalmente filtros de carbón activado granular, operados a presión o por gravedad³. Este método es costoso. La principal aplicación del carbón activado para descloración es en casos en los que también se requiera una alta remoción de compuestos orgánicos.

4. Conclusiones y recomendaciones

A. Existe una amplia variedad de métodos para obtener la desinfección de aguas y aguas residuales. De ellos actualmente los tres más empleados son:

- cloración
- ozonación
- aplicación de bioxido de cloro

Cada uno de ellos presenta ventajas y desventajas propias, por lo que es indispensable estudiar con todo detalle el uso final de las aguas tratadas para seleccionar el mejor método de desinfección.

B. Dado el problema que presentan los compuestos orgánicos clorados (trihalometanos), cuya importancia ha sido descubierta hasta hace relativamente poco tiempo, es muy recomendable que en aplicaciones donde el agua vaya a destinarse a uso potable o alimentario, se estudie la posibilidad de reemplazar la cloración por algún otro procedimiento alternativo.

C. De los nuevos métodos descubiertos, el empleo de radiaciones gamma o con haces de electrones de alta energía presentan posibilidades muy prometedoras, especialmente para la desinfección y esterilización de aguas y lodos⁵. Se sugiere la conveniencia de desarrollar mayores investigaciones aplicadas en este campo en los centros nacionales y de investigación.

D. Como una solución al problema de producción de trihalometanos, se propone el empleo de una desinfección por etapas, efectuando la primera de ellas mediante ozono, seguida de una cloración ligera que permita obtener una cantidad de cloro residual medible que le proporcione una cierta protección al agua, a lo largo de las líneas de distribución.

5 Bibliografía

1. Sung, R. D. *Effects of Organic Constituents in Wastewater on the Chlorination Process*. Ph. D. thesis. Department of Civil Engineering, University of California. Davis, Calif. 1974
2. Metcalf-Eddy. *Tratamiento y depuración de las aguas residuales*. 2ª Ed. Labor, S. A. 1981
3. U.S. Environmental Protection Agency. *Manual on Activated Carbon Adsorption*. 1971

4. Kawata, K., Olivieri, P., Walters, G. y Yin, R. *The Search for Effective Wastewater Disinfectants*. Water & Sewage Works. 1979
5. International Water Technology Conference & Exposition. *Agua Expo'83*. Product Sessions. 1983.
6. Alarcón-Herrera, M. T. *Desinfección de aguas residuales municipales por medio de radiación gamma*. Tesis de maestría. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. 1982.

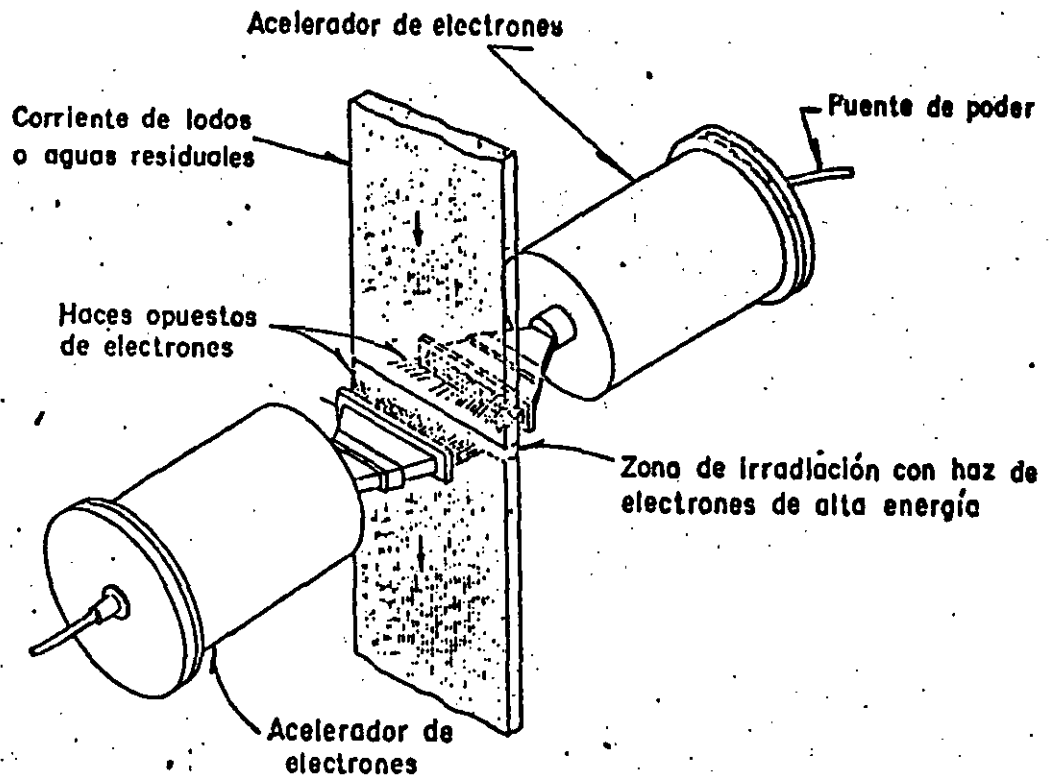
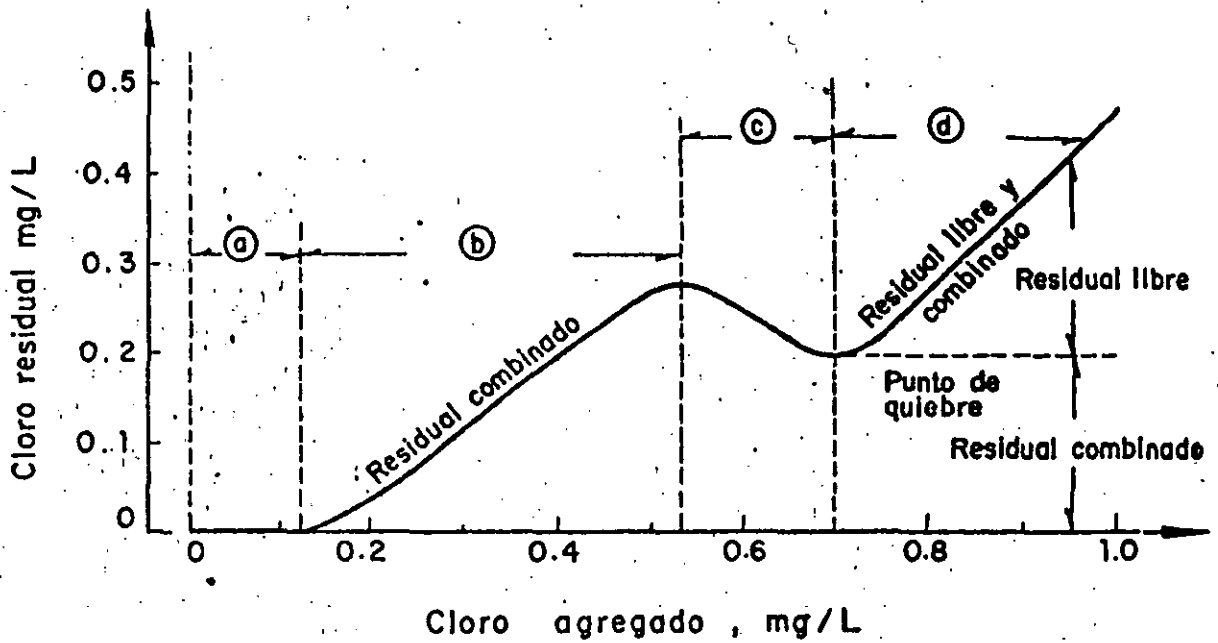


Fig 1 Diagrama esquemático de un dispositivo de haz de electrones de alta energía para la irradiación de aguas residuales o lodos



- (a) Destrucción del cloro residual por compuestos reductores
- (b) Formación de compuestos organoclorados y cloraminas
- (c) Destrucción de cloraminas y compuestos organoclorados
- (d) Formación de cloro libre y presencia de compuestos organoclorados no destruidos

Nota : mg/L = g/m³.

Fig 2 Curva obtenida durante cloración a punto de quiebre

Tabla 1 ORGANISMOS PATÓGENOS COMUNMENTE ENCONTRADOS EN AGUAS RESIDUALES

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

Tabla 2 METODOS DE DESINFECCION DISPONIBLES

Ebullición

Acción oligodinámica - plata y cobre

Irradiación- ultravioleta o atómica

Tratamiento con álcalis y ácidos

Tratamiento con agentes tensoactivos

Almacenamiento prolongado - 90 días

Ozonación

Aplicación de halógenos, interhalógenos y mezclas de ellos

Cloro
Bromo
Iodo

Bióxido de cloro
Cloruro de bromo

Característica	Desinfectante ideal	Cloro	Hipoclorito de sodio	Hipoclorito de calcio	Bióxido de cloro	Ozono
Toxicidad hacia los microorganismos	Deberá ser altamente tóxico a altas diluciones	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
Solubilidad	Debe ser soluble en agua o en los tejidos de las células	Ligeramente	Alta	Alta	Alta	Alta
Estabilidad	La pérdida de acción germicida a lo largo del tiempo deberá ser baja	Estable	Ligeramente estable	Relativamente estable	Inestable, debe generarse conforme se usa	Inestable, debe generarse conforme se usa
No tóxico hacia las formas superiores de vida	Deberá ser tóxico hacia los microorganismos y no tóxico hacia el hombre y animales	Altamente tóxico hacia las formas superiores de vida	Tóxico	Tóxico	Tóxico	Tóxico
Interacción con material extraño	No deberá ser absorbido o por materia orgánica diferente a las células bacterianas	Oxida a la materia orgánica	Oxidante activo	Oxidante activo	Alta	Oxida a la materia orgánica
Toxicidad a temperatura ambiente	Deberá ser efectivo en el ámbito de temperatura ambiente	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta
Penetración	Deberá tener la capacidad de penetrar a través de superficies	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
No corrosivo y no colorante	No deberá atacar a metales o manchar ropa	Altamente corrosivo	Corrosivo	Corrosivo	Altamente corrosivo	Altamente corrosivo
Capacidad de desodorizar	Deberá desodorizar mientras desinfecta	Alta	Moderada	Moderada	Alta	Alta
Disponibilidad	Deberá encontrarse disponible en grandes cantidades y tener un precio razonable	Costo bajo	Costo moderadamente bajo	Costo moderadamente bajo	Costo moderado	Costo alto

Usado en Europa por largo tiempo:

Primera instalación permanente, en Holanda, 1892 actualmente existen 1,000 instalaciones en 20 países

Tratamiento en París para 360 mgd-10,000 ppb.

Costo de capital: \$ 300-500/lb/día (dólares)

Ventajas:

Desinfección extremadamente rápida: 4 minutos y pequeñas dosis

No tiene efecto el pH del agua

Decolora bien

No reacciona con el amoníaco

Evita la formación de compuestos clorados

Remueve muchos olores y sabores

Deja oxígeno en el agua

Se analiza con facilidad

Ocupa poco espacio

Desventajas:

No deja residual

Existe experiencia limitada en América

Posiblemente más caro que el cloro

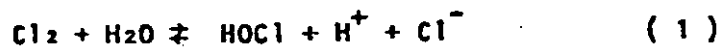
Tiene baja solubilidad en agua

Tabla 5 REMOCION O DESTRUCCION DE BACTERIAS POR DIFERENTES PROCESOS DE TRATAMIENTO

Proceso	Porcentaje de remoción
Rejillas gruesas	0-5
Rejillas finas	10-20
Cámaras desarenadoras	10-25
Sedimentación libre	25-75
Precipitación química	40-80
Filtros percoladores	90-95
Lodos activados	90-98
Cloración de aguas residuales tratadas	98-99

Tabla 6 REACCIONES EN EL AGUA

a) Hidrólisis:



b) Ionización:



c) Para hipocloritos:

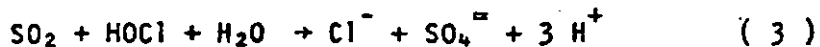
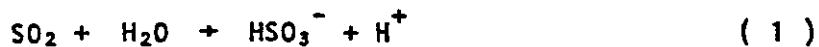


Tabla 7 CLORAMINAS

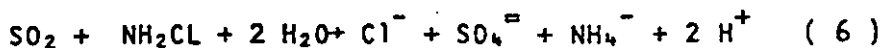
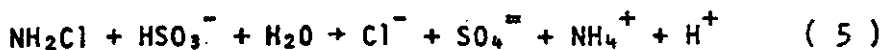
Formación	descomposición
Monocloramina $\text{NH}_3 + \text{HOCl} \rightleftharpoons \text{NH}_2\text{Cl} + \text{H}_2\text{O}$	$2\text{NH}_3 + \text{Cl}_2 \rightleftharpoons \text{N}_2 + 6\text{HCl}$ $4\text{NH}_2\text{Cl} + 3\text{Cl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{N}_2 + \text{N}_2$
Dicloramina $\text{NH}_2\text{Cl} + \text{HOCl} \rightleftharpoons \text{NHCl}_2 + \text{H}_2\text{O}$	$+ \text{O} + 10 \text{HCl}$ $2\text{NHCl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{N}_2\text{O} + 4\text{HCl}$
Tricloruro de nitrógeno $\text{NHCl}_2 + \text{HOCl} \rightleftharpoons \text{NCl}_3 + \text{H}_2\text{O}$	$\text{HOCl} + 2 \text{NHCl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons 2\text{NO}_2$ $+ 5\text{HCl}$

Tabla 8 DECLORACION CON SO₂

Reacciones de cloro:



Reacción con cloraminas:





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

PRUEBAS DE TRATABILIDAD FISICO-QUIMICO

GEORGINA FERNANDEZ VILLAGOMEZ

PRUEBAS DE TRATABILIDAD FISICO-QUIMICA

Introducción

La adición de ciertas sales metálicas solubles a las aguas naturales ligeramente alcalinas, o acondicionadas artificialmente, las cuales contienen materia suspendida y coloidal, provoca una serie de cambios físicos y químicos en el sistema y el desarrollo de sustancias gelatinosas. Inicialmente, cuando se forma el flóculo, se encuentra en un fino grado de subdivisión, pero debido a la estructura y naturaleza de los sólidos suspendidos, otras partículas también quedan aglomeradas o atrapadas y forman cuerpos relativamente mayores. Muchos autores han tratado de describir la estructura de estos flóculos y la han designado como "esponjosa", "red de maya abierta", "gelatinosa", etc. No es fácil de proporcionar una definición exacta, en aspecto y estructura, los flóculos semejan esponjas de intersticios amplios (Fair et al, 1979).

La función fundamental del coagulante, consiste en suministrar iones fuertemente cargados capaces de neutralizar afectivamente las cargas eléctricas de la mayor parte de la materia coloidal existente en el agua y provocar su precipitación. Adicionalmente, el producto químico coagulante soluble, también sufre reacciones químicas bastante complicadas con varios compuestos presentes o que se adicionan al agua. Estas reacciones producen otros compuestos insolubles en forma de partículas diminutas cargadas eléctricamente. Estos compuestos acarrearán la precipitación de una porción adicional de la materia coloidal. De esta manera, este material precipitado, se aglomera para formar los flóculos gelatinosos que se describieron anteriormente (Sheppard, 1979).

El valor del flóculo se debe en gran parte, a las propiedades esponjosa del flóculo, ya que este tipo de estructura posee amplias áreas superficiales a las que se adhieren las partículas coloidales o semicoloidales.

La adición del coagulante al agua cumple dos funciones: acelera el asentamiento de materia en suspensión y permite velocidades de filtración más altas no obtenibles con éxito por otros métodos. Cuando el agua se ha coagulado y asentado, pasa por arena u otros materiales filtrantes; el material coagulante remanente en el agua se retiene en forma de capa gelatinosa sobre la superficie del medio filtrante.

Debido a la estructura esponjosa del flóculo, el agua pasa a través de él, pero el material suspendido queda englobado y retenido. Aún cuando muchos materiales, son capaces de coagular los sólidos contenidos en el agua, los más extensamente probados son las sales de aluminio y hierro.

Teoría básica sobre coagulación-floculación.

Se llama coagulación-floculación al proceso por el cual las partículas se aglutinan en pequeñas masas, con peso específico superior al del agua, llamadas "floculos". Dicho proceso se utiliza para ayudar a la sedimentación, lograndose eliminar lo siguiente:

- a) Turbiedad orgánica o inorgánica que no puede sedimentar rápidamente.
- b) Color verdadero o aparente.
- c) Bacterias virus y otros organismos susceptibles de ser separados por coagulación.
- d) Algas y plancton en general.
- e) Sustancias productoras de sabor y olor.

Hay que distinguir dos aspectos fundamentales en la coagulación del agua (Varela, 1986):

A) La desestabilización de las partículas suspendidas, o sea la eliminación de las fuerzas que las mantienen separadas; a este aspecto, los autores suelen llamarle proceso de coagulación.

B) El transporte de las partículas dentro del líquido para que hagan contacto, generalmente estableciendo puentes entre sí y formando una malla tridimensional de flóculos porosos, este es el llamado proceso de floculación.

La coagulación comienza en el mismo momento en que se agregan los coagulantes y dura solamente fracciones de segundo. Básicamente consiste en una serie de reacciones físicas y químicas entre los coagulantes, la superficie de las partículas, la alcalinidad del agua y el agua misma.

Durante la floculación las partículas ya desestabilizadas chocan unas con otras para formar flóculos mayores.

En el segundo proceso, debe de distinguirse entre floculación ortocinética y pericinética. La primera es la inducida por la energía comunicada al líquido por fuerzas externas (paletas giratorias, por ejemplo). La segunda es la promovida dentro del líquido por el movimiento de agitación que las partículas tienen dentro de aquél (movimiento browniano) y por la gravedad o peso de las partículas que al caer tienden a aglomerarse, y se realiza en un tiempo muy corto después de desestabilizada la partícula (Varela, 1986.)

Desestabilización de las partículas coloidales (coagulación).

Dos modelos explican la coagulación: el modelo de la doble capa, basado en las fuerzas electrostáticas de atracción y repulsión, y el modelo del puente químico, que establece una relación de dependencia entre las fuerzas químicas y la superficie de los coloides (Black, 1960).

1. Modelo de la doble capa (modelo físico).

El modelo físico explica la coagulación el agua teniendo en cuenta las fuerzas electrostáticas existentes en las partículas, considerandolas rodeadas de una doble capa eléctrica que interacciona con la fase acuosa. Para explicar este concepto, se han presentado sucesivamente tres teorías:

1.1. La primera supone que acudirán a la superficie del coloide tantos iones positivos (contraiones) del medio dispersante como sean necesarios para neutralizar su carga (Fig 1.1).

Se formará una capa adherida alrededor de él, en la que caerá todo el potencial ψ . Esta fue la teoría inicialmente propuesta por Helmholtz en 1879 y analizada por Nernst diez años más tarde.

1.2. Gouy en 1910 y Chapman en 1913 demostraron que la teoría de Helmholtz-Nernst no era adecuada, pues la agitación térmica del líquido tiende a separar los contraiones de la superficie del coloide y a formar una capa difusa alrededor de ella, en la que el potencial cae lentamente prolongandose hasta una distancia d dentro del líquido que lo rodea (Fig. 1.2).

1.3. En 1924, Stern mostró que era necesario aceptar la posibilidad de la coexistencia de ambas teorías, considerando la formación de una capa adherida y una capa difusa alrededor del coloide, (Fig. 1.3). El potencial ψ cae rápidamente en la capa adherida y lentamente en la capa difusa.

A esta última capa, también se le llama *Capa de Gouy* o *Capa de Gouy-Chapman* y su espesor d (teóricamente infinito), puede determinarse prácticamente. A la capa adherida se le llama *Capa de Stern*, la cual, por transportarse junto con la partícula se puede considerar como parte de la capa del coloide. Se debe de hacer notar, que, el espesor del doble lecho en comparación con su diámetro es muy pequeño, es del orden de centésimas de micrones.

Potenciales del coloide.

En un coloide deben de tenerse en cuenta los siguientes potenciales (Fig. 1.4):

- i) El potencial ψ que existe en la superficie interior de la doble capa, donde empieza la parte difusa.
- ii) El potencial zeta que existe en el plano de cizalla que es el más importante en el proceso de coagulación.

Fueron Johnson y Alexander, citados por Arboleda (1975) los que definieron el potencial zeta, como la energía requerida para traer una carga unitaria desde el infinito hasta el plano de la cizalla.

Stern, sin embargo, no definió el potencial zeta de esta manera, sino como el existente al comienzo de la parte difusa, en este caso, $p = z$.

El plano de la cizalla es el que separa del resto de la dispersión la sección de la capa que se mueve junto con la partícula formando parte integral de ella y está situado en algún punto entre la superficie interior y la superficie exterior de la doble capa.

Como no se puede separar el coloide de los contraiones que lo rodean, el único potencial que se puede determinar con más o menos precisión es el potencial zeta, o sea el potencial en la superficie del plano de cizalla.

La teoría de la doble capa no es aún cabalmente comprendida. La simplificación hecha por Helmholtz da, sin embargo, una mayor comprensión del fenómeno.

Helmholtz, según menciona Arboleda (1975), dice que la doble capa es como un condensador de dos cargas iguales y opuestas separadas por un espesor d . Si las cargas son iguales a q , el potencial de dicho condensador es el potencial zeta. DE acuerdo con la electrostática, este potencial varía con la constante dieléctrica D_c y viene expresado por la fórmula:

$$z = 4\pi (qd/D_c) \quad (1)$$

en la que:

- z = potencial zeta, en milivoltios
- q = carga de la partícula, en coulombs
- d = distancia efectiva, en cm.
- D_c = constante dieléctrica del medio

despejando qd

$$qd = (zD_c)/\pi \quad (2)$$

Al producto qd , o sea la carga de la partícula por la distancia hasta la cual se le considera efectiva, se le llama el momento eléctrico del coloide y ha sido determinado experimentalmente partiendo del valor de la constante dieléctrica.

Del modelo físico de la coagulación, tal como se ha explicado, se deducen los siguientes principios:

- a) Existe una concentración crítica de coagulación (c.c.c.) que debiera alcanzarse cuando los coloides disminuyen su potencial hasta alcanzar el punto isoeléctrico ($z = 0$).
- b) La concentración crítica de coagulación (c.c.c.) debe ser independiente de la concentración de la fase dispersa o concentración de sólidos floculables en el agua.
- c) El exceso de coagulantes agregados al agua, no puede producir inestabilización de las partículas, debido a que los coloides no absorben más contraiones de lo que su carga primaria lo permite.

Se ha observado, sin embargo, que la c.c.c. se alcanza con valores cercanos al punto isoeléctrico como regla general, pero no necesariamente cuando $z = 0$, lo cual contradice al punto a). Por otro lado a mayor turbiedad, aunque no siempre, se requiere mayor cantidad de coagulante, esto contradice al punto b). Asimismo, si se agrega un exceso de coagulantes, la coagulación no se efectúa, o se lleva a cabo muy pobremente, porque los coloides pueden reestabilizarse, lo que contradice el punto c). El modelo físico por tanto, no puede explicar en su totalidad el fenómeno. Algunos autores han recurrido a un modelo químico para complementarlo.

2. Modelo químico de la coagulación

El modelo químico de la coagulación considera que la doble carga primaria de las partículas coloidales se debe a la ionización directa de los grupos químicos presentes en la superficie de ellas, tales como hidróxilos, carboxilos, fosfatos o sulfatos y que la precipitación de los coloides se realiza por reacción de estos grupos con los iones metálicos polivalentes agregados con los coagulantes.

Según esto, el efecto desestabilizante de ciertos iones se interpreta más en términos de adsorción de contraiones en la doble capa, como el modelo físico.

La repulsión electrostática puede disminuir, pero no necesariamente eliminar la adsorción de un ion en la superficie de un electrodo que tiene una carga similar, de donde se deduce que la contribución química de la adsorción de iones, puede ser mayor, a veces, que la contribución electrostática.

Por otra parte, la desestabilización de los coloides, producida por los compuestos poliméricos que se forman en la coagulación o por polímeros como los polielectrolitos, no puede explicarse con el modelo de la doble capa.

La Mer (1963), propuso para este modelo, la teoría del puente químico, que supone la molécula del polímero adherida a la superficie del coloide en uno o más sitios de adsorción, dejando libre, extendida en el agua, el resto de la cadena, la cual puede pegarse de nuevo a otros coloides en sitios de adsorción vacantes. se forma así un puente químico entre las partículas, que permite el incremento del tamaño de estas y promueve su eventual precipitación.

Si T es el número de segmentos por molécula que posee un polímero y B es el número de segmentos adsorbidos por moléculas, la cantidad de segmentos libres será $(T-B)$. La proporción de segmentos adsorbidos será B/T . Por otro lado si C_0 es la concentración de polímero añadido y C la concentración residual del polímero después de realizada la adsorción, (C_0-C) será la concentración adsorbida y $(C_0-C)N$ es el número de moléculas concentradas en la interfase, donde N es el Número de Avogadro.

El número de sitios cubiertos será:

$$B (Co-C)N \quad (3)$$

y la fracción de sitios cubiertos en una superficie dada:

$$R = B (Co - C)N / sSo \quad (4)$$

en donde s es el número de sitios de adsorción por unidad de área y So es el área superficial de los coloides.

La probabilidad de flocular de los coloides es proporcional a la fracción de superficie cubierta (R) por el polímero y a la fracción de superficie no cubierta ($1-R$).

Por lo tanto, la velocidad de formación del flóculo, dNo/dt (velocidad de disminución del número de partículas primarias sin flocular) es igual a:

$$- dNo/dt = K_1 No^2 R(1-R) \quad (5)$$

Donde:

No , es el número de partículas primarias sin flocular.

Partiendo de la ecuación anterior se concluye de acuerdo a la literatura antes mencionada que:

a) Cuando el polímero no se absorbe ($R=0$) el flóculo se desintegra espontáneamente y dNo/dt se aproxima también a cero.

b) Cuando la superficie está totalmente cubierta ($R=1$) no se pueden formar puentes y dNo/dt se aproxima también a cero.

c) En cambio, cuando $R = 0.5$ y la mitad de la superficie de los coloides está cubierta por los segmentos poliméricos, el flóculo tiene la máxima estabilidad ($dNo/dt = \text{máxima}$).

Esto explica el que la coagulación sea pobre o no se produzca, cuando se pone un exceso de polímeros, pues en este caso, todos los sitios de adsorción pueden quedar cubiertos ($R=1$), lo que reestabiliza las partículas sin que tal cosa signifique reversión del potencial zeta.

Por otra parte, dentro de determinadas condiciones, una suspensión desestabilizada puede estabilizarse de nuevo si se somete a una agitación violenta, puesto que las partículas llegan a quedar totalmente cubiertas por el polímero, al doblarse las cadenas poliméricas, sobre sí mismas y ocupar otros sitios en el mismo coloide al cual se han adherido.

El modelo del puente químico, también explica la relación (estequiométrica) que existe entre la cantidad de superficie disponible o cantidad de coloides y la cantidad de coagulantes agregados. Además se puede comprender el hecho de que en muchos casos se obtenga coagulación óptima con polímeros que tienen una carga similar a la de los coloides.

Por último, O'Melia (1969) afirma: " Aunque el modelo del puente químico ignora el efecto de las cargas eléctricas, explica la estequiometría y la sobredosis. Es probable que la desestabilización de las partículas coloidales por sales de Fe (III) y Al (III), no se pueda describir en forma completa por ninguno de los dos modelos: sin embargo, la comprensión del proceso empieza con la comprensión de ambos modelos."

Se debe de tener en cuenta, sin embargo, que estos modelos simplifican el fenómeno para poderlo analizar. En la práctica, adicionalmente a los efectos químicos y electrostáticos, hay que considerar los aspectos peri y ortocinéticos capaces de crear segregación del coagulante dentro de la masa de agua, haciendo que su concentración no sea uniforme y que, en consecuencia, las reacciones tengan diferentes características en los diferentes puntos de líquido.

Esto quizá pueda explicar por qué ninguno de los dos modelos describe la totalidad del proceso.

Algunos tipos de coagulantes

Compuestos de aluminio.

El sulfato de aluminio (alumbre), se usa extensamente en tratamiento de agua más que cualquier otro coagulante hasta ahora conocido. Cuando se agrega una solución de sulfato de aluminio al agua a tratar, puede ocurrir una o más reacciones químicas. Se ha demostrado que la floculación, por medio de la solución de sulfato de aluminio puede o no puede dar como resultado la formación de hidróxido de aluminio. La composición de la sustancia floculante dependerá de la alcalinidad o acidez relativa del agua (Sheppard, 1966).

El aluminato de sodio se emplea ahora con regularidad como coagulante. Este material se vende en forma líquida o como polvo. Sus soluciones contienen varias cantidades de sólidos y agua. Los sólidos presentes en este producto son aluminato de sodio, sosa cáustica y materia orgánica. A causa de la presencia de compuestos sódicos, se produce un ablandamiento cuando se emplea con aguas duras (Fair et al, 1979).

Compuestos de hierro.

Los compuestos de hierro usados en tratamiento de agua incluyen varias sales ferrosas y férricas solubles. Como en el caso de los compuestos de aluminio, estas sales intervienen en reacciones químicas y físicas e el agua para formar compuestos insolubles. La más simple de las reacciones que experimentan tanto los coagulantes ferrosos como los férricos, muestran que en cada caso, el compuesto insoluble en última instancia es el hidróxido férrico (Fair et al, 1979).

Una ventaja que poseen los coagulantes de hierro sobre el alumbre, es el amplio margen de valores de pH dentro de los cuales se precipitan los compuestos de hierro (Fair et al, 1979).

El sulfato ferroso se empleó originalmente para clarificar aguas muy turbias ya que este compuesto, reacciona con la alcalinidad natural del agua para formar flóculos. Sin embargo, el flóculo inicialmente constituido, es un compuesto relativamente soluble, hidróxido ferroso, el cual se oxida relativamente rápido en presencia del oxígeno disuelto en el agua (Fair et al, 1979).

Recientemente también se ha utilizado el sulfato férrico para el tratamiento de todo tipo de aguas. Ha reemplazado al sulfato ferroso en muchos casos. Este coagulante reacciona con la alcalinidad natural del agua para formar hidróxido férrico insoluble y por lo tanto, no requiere la adición de cal hidratada para completar la reacción. Uno de los inconvenientes de el uso de estas sales, es que son corrosivas y requieren equipo resistente al ácido para su disolución y aplicación al agua. Se emplean tanques y equipos recubiertos con hule o plomo, o construidos con acero inoxidable. El sulfato de aluminio se puede aplicar utilizando alimentadores en seco y en esta forma el producto no es corrosivo (Fair et al, 1979).

Compuetos naturales

Se han hecho algunos esfuerzos para desarrollar coagulantes de origen vegetal y animal, y los resultados han sido alentadores para algunos compuestos, sobre todo cuando el coagulate que se emplea, se ensaya sobre aguas residuales con alto contenido protéico, en donde el sólido sedimentado, se recupera para evaluarle su contenido alimenticio, este es el caso de los estudios realizados con quitosanas provenientes de crustáceos, (Maldonado, 1989). Así como los estudios hechos por Varela (1986), con ayuda coagulantes naturales, partiendo de almidón sustraído de la cañagria, planta silvestre distribuida en los estados de Sonora y Chihuahua. En su recopilación bibliográfica, Varela (1986), presenta resultados de experimentos hechos con polímeros naturales efectuados en diversos países.

Efecto de la temperatura y el mezclado sobre la coagulación

La velocidad de formación de flóculos y la efectividad de la floculación están influenciadas por el efecto de la temperatura y que conforme disminuye la temperatura del agua, debe aumentarse la dosis de productos químicos (González, 1985).

La mezcla rápida y completa de los productos químicos y el agua seguida de la floculación lenta, es otro de los requisitos importantes para una buena coagulación y sedimentación de los sólidos suspendidos, ya que se debe de asegurar la incorporación total de los productos químicos y una vez afectuada la mezcla, los flóculos finamente divididos deberán dejarse desarrollar para formar partículas grandes que aseguren máximas velocidades de asentamiento (González, 1985).

Pruebas de tratabilidad en el laboratorio.

~~Una vez que la muestra de agua a sido tomada siguiendo el procedimiento adecuado de muestreo en el sitio de interés se recomienda mantener en refrigeración hasta el momento en que se realicen los ensayos. Si existe el laboratorio dentro de la planta que está descargando el agua residual, entonces las pruebas se pueden realizar inmediatamente.~~

Si la muestra ya ha sido caracterizada y ya se ha definido el parámetro adecuado para determinar la eficiencia del proceso, se continúa con el siguiente procedimiento (Fernández, 1990):

- a) Medir volúmenes de agua residual de un litro y colocarlos en vasos de precipitado de 2 litros de capacidad.
- b) Variar el pH abarcando el intervalo ácido, el neutro y el alcalino. Es recomendable utilizar un ácido y una base fuerte. Una vez que se hace la primera corrida, se puede ya considerar un intervalo menos amplio de pH.
- c) Colocar los recipientes en el probador de jarras (que no es más que un agitador de seis plazas), procurando que las paletas de agitación no toquen las paredes de los vasos y cuidando que el nivel de todas ellas sea el mismo.
- d) Agregar la sustancia coagulante mediante jeringas, a todos los recipientes, al mismo tiempo. En esta parte, se mantiene constante la cantidad de coagulante. Inmediatamente después se inicia el proceso de mezclado.
- e) El proceso de mezclado tiene la siguiente secuencia:
 - durante un minuto, a 100 rpm
 - durante 5 minutos, a 30 rpm
 - durante 10 minutos, a 20 rpm
- f) Transcurridos los tiempos de mezclado, se suspende la agitación y después de 10 minutos, en que se lleva a cabo una sedimentación, se toma una muestra para evaluar la remoción del parámetro de interés.
- g) Ya que se ha encontrado el pH óptimo, se prosigue a variar la dosis del coagulante.
- h) Es conveniente por cuestiones de costos, hacer las pruebas de tratabilidad con el pH original de la muestra, ya que a veces la remoción óptima de la sustancia en estudio, se lleva a cabo mejor al pH natural del agua a tratar.

En muchas ocasiones, lo que interesa es el agua clarificada y el parámetro mas recomendable para medir es la turbiedad, además de que es una medición rápida (Maldonado, 1989).

LITERATURA CONSULTADA

Arboleda, J., (1975). Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarificación del Agua. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente; Serie Técnica 13, Lima, Perú. pp 35-45.

Black, A. P. (1960). Basic Mechanismn of Coagulation. J. AWWA, 52: pp 492-497.

Fair, G.M., J.C. Geyer, y D.A. Okun, (1979). Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales, Tomo II, Ed. LIMUSA, Colombia, pp 187-216.

Fernández V. G. (1990). Manual del Laboratorio de Química del Agua, División de Estudios de Posgrado Facultad de Ingeniería, UNAM. México.

Gonzalez, L. M. E., (1985). Tratamiento de aguas residuales en la industria empacadora de frutas y verduras mediante un proceso fisicoquímico. Tesis de Licenciatura. Universidad Iberoamericana. pp 43-53.

La Mer, V.K. y Smellie, R.H. (1963). Adsorption-Flócculation reactions of Macromolecules at the Solid-Liquid Infrface. Reviews of Pure and Applied Chemistry, 13, pp 112-116.

Maldonado, V. M. (1989). Obtención y caracterización de quitosanas provenientes de crustáceos. Tesis de Licenciatura. ENEP IZTACALA. U.N.A.M., pp 38.

O'Melia, Ch. R. (1969). The Coagulation Process: Theoretical Concepts Useful in Design. ASCE.

Sheppard, y T. Powell. (1966). Acondicionamiento de Aguas para la Industria, Ed. LIMUSA-WILEY, S.A., México, pp 35-108.

Varela, S. J. (1986). Análisis comparativo de polímeros naturales y sintéticos aplicados al tratamiento de aguas. Tesis de maestría. División de Estudios de Posgrado Facultad de Ingeniería. U.N.A.M., pp 1-19.

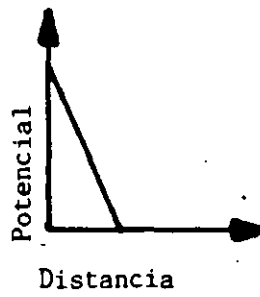
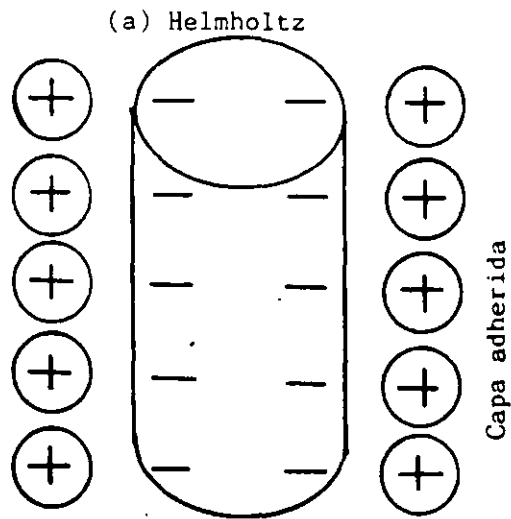


Fig. 1.1. Teoría de la capa adherida.

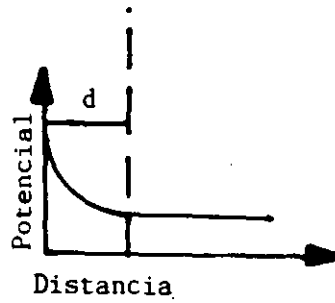
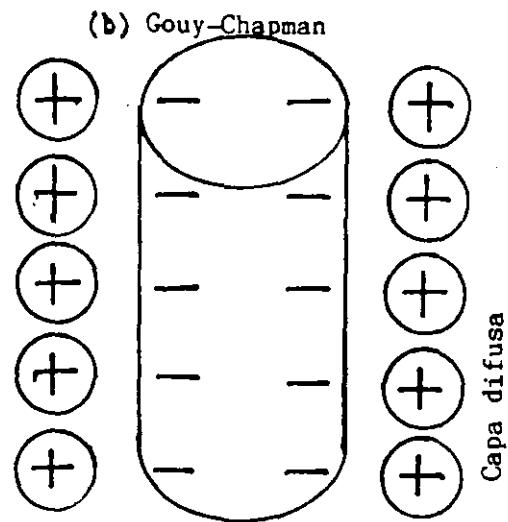


Fig. 1.2. Teoría de la capa difusa.

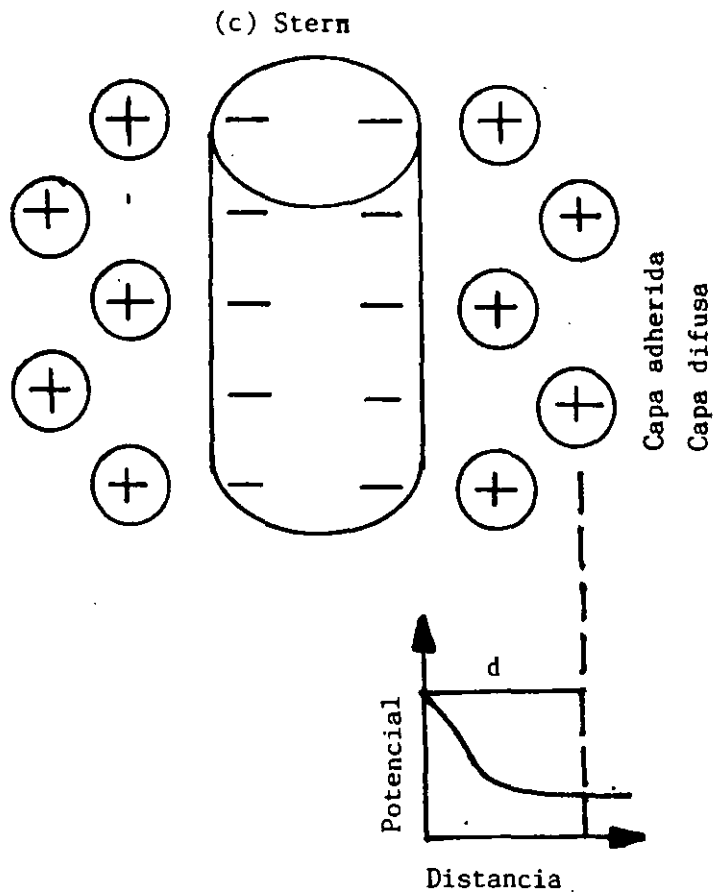


Fig. 1.3. Teoría de las dos capas.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

REUSOS DEL AGUA EN LA AGRICULTURA

M. EN I. ANA ELISA SILVA M.

REUSO DEL AGUA EN LA AGRICULTURA

1. INTRODUCCION

El aprovechamiento de las aguas residuales en riego agrícola se practica en México desde hace más de 100 años (1886). En Hidalgo, en el DDR 063 (antes DR 03), se reusa un volumen de 980 Mm /año de aguas provenientes de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México para el riego de 85,000 Ha. Estudios en 314 poblaciones con más de 10,000 habitantes mostró que en más del 30% de estas localidades las aguas residuales municipales se utilizan para el riego agrícola.

Las ventajas de esta práctica son:

- mayor oferta de agua
- apertura de tierras al cultivo
- fuente segura de abastecimiento de agua
- aporte de nutrientes
- incremento de la productividad agrícola y desarrollo

Sin embargo, debe tenerse siempre presente el riesgo que conlleva el reuso del agua en la agricultura por la contaminación de cultivos, suelo, acuíferos y ganado que afectan a la salud pública y a la propia producción agropecuaria. Además, persiste el gran riesgo de afectar la salud, tanto de las personas que consumen los productos regados con estas aguas, como de los propios trabajadores del campo y sus familias que conviven con las aguas residuales.

El control de las descargas de aguas residuales por medio del tratamiento y disposición en el suelo es una alternativa económica para la mayoría de los municipios

mexicanos, beneficios que se incrementan si se usa para la agricultura. Esto es conveniente siempre y cuando se desarrollen y apliquen las tecnologías adecuadas para tratar las aguas residuales destinadas al reuso en la agricultura, con instalaciones de bajo costo y un mínimo de atención en operación, mantenimiento y administración.

El reuso de las aguas residuales en la agricultura es recomendable siempre que se tomen en cuenta dos aspectos fundamentales: en primer lugar, debe minimizarse los riesgos a la salud y de contaminación al medio ambiente y en segundo, la calidad de las aguas no deben deteriorar la capacidad productiva de los suelos.

En esta parte del curso se mencionará primero las características de calidad del agua relacionadas con la producción agropecuaria y en seguida, aquellas asociadas con la salud y la contaminación al medio. Finalmente, se presentará la nueva norma oficial con respecto al uso de aguas residuales en la agricultura.

2. CALIDAD DEL AGUA EN LA PRODUCCION AGRICOLA.

Las características más importantes que determinan la calidad de cualquier agua para riego, desde el punto de vista agronómico, son la concentración de sales solubles, la concentración relativa de sodio y de otros elementos que puedan ser tóxicos.

2.1 Concentración de sales solubles

La salinidad en el suelo es una limitante en el crecimiento y produce una reducción

en el rendimiento de los cultivos. Esta reducción se atribuye a la disminución en la absorción del agua por las raíces.

La concentración de sales solubles en las aguas para riego, para fines de diagnóstico y de clasificación se pueden expresar en términos de su conductividad eléctrica (Dept of Agriculture, 1954). Un suelo es salino cuando la conductividad eléctrica (CE) de su extracto de saturación es mayor de $4000 \mu\text{mhos/cm}$ o 4 milimhos/cm .

Se ha encontrado que la CE del extracto de saturación de un suelo, en ausencia de acumulación de sales provenientes del agua subterránea es generalmente de 2 a 10 veces mayor que la correspondiente al agua con que se ha regado. Este aumento en la concentración es el resultado de la extracción continua de la humedad por las raíces y por la evaporación. Por ello, el uso de aguas entre moderada y altamente salinas puede ser la causa de que se desarrollen condiciones de salinidad en el suelo, aún cuando el drenaje sea satisfactorio.

En general, las aguas cuya CE sea menor de $750 \mu\text{mhos/cm}$ son satisfactorias para el riego por lo que respecta a sales, aún cuando los cultivos sensibles pueden ser afectados cuando se usan aguas cuya CE varía entre 250 y $750 \mu\text{mhos/cm}$ (Mc Neal, 1981).

En la TABLA 1 se presenta una clasificación de los cultivos con relación a su tolerancia a la salinidad.

La necesidad de lavado para suelos en que no existe precipitación de sales está directamente relacionada con la CE del agua de riego y con la CE permisible del agua

que drena de la zona radicular del cultivo. Evidentemente, las propiedades de transmisión del agua, el drenaje del suelo y la tolerancia a las sales del cultivo son factores importantes en la evaluación de aguas para riego desde el punto de vista de su concentración total de sales (Dept. of Agriculture, 1954).

TABLA 1 TOLERANCIA A LA SALINIDAD DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS

CULTIVOS TOLERANTES	Cebada Algodón Jojoba Remolacha
CULTIVOS MODERADAMENTE TOLERANTES	Avena Cártamo Sorgo Soya Trigo Cebada Pastos como ryegrass o sudán Calabacita
CULTIVOS MODERADAMENTE SENSIBLES	Maíz Arroz Girasol Alfalfa Papa Jitomate
CULTIVOS SENSIBLES	Frijol Zanahoria Cebolla Manzano Durazno

2.2 Concentración relativa de sodio respecto otros cationes

Los constituyentes inorgánicos solubles de las aguas de riego reaccionan con los suelos en forma iónica. Los principales cationes son calcio, magnesio y sodio, con pequeñas cantidades de potasio. Los aniones principales son carbonatos, bicarbonatos, sulfatos y cloruros, en menor cantidad nitratos y fluoruros.

Las concentraciones altas de sodio en el suelo, en comparación a los otros cationes, reducen la permeabilidad del suelo, obstruyendo el acceso del agua a las raíces, lo que se refleja en la disminución del crecimiento de los cultivos. Los suelos sódicos se forman por acumulación de sodio intercambiable y se caracterizan por su baja permeabilidad y difícil manejo (Dept. of Agriculture, 1954).

El índice de sodio utilizado es la "relación de adsorción de sodio RAS" en una solución del suelo. Esta relación es la siguiente:

$$RAS = \frac{[Na]}{\sqrt{\frac{[Ca] [Mg]}{2}}}$$

en la cual Na, Ca y Mg representan las concentraciones en miliequivalentes/litro de los iones respectivos.

Hacen falta todavía más estudio para explicar la relación del sodio intercambiable con respecto a la calidad del agua en las prácticas de riego. De acuerdo con los estudios realizados, la RAS ha sido un índice adecuado para designar el peligro del sodio en las aguas para riego (Dept. of Agriculture, 1954).

2.3 Otros elementos tóxicos a los cultivos

En casi todas las aguas naturales existen elementos en pequeñas cantidades (hasta partes por millón) que son esenciales para el crecimiento de los cultivos hasta determinadas concentraciones.

Una vez que se rebasa esos límites, comienzan a observarse síntomas fitotóxicos que pueden llegar hasta provocar la muerte de las plantas. En la TABLA 2 se presenta un resumen de los principales efectos fitotóxicos que provocan los elementos traza.

Independientemente de su forma química, la fitotoxicidad de un elemento también se encuentra influenciada por la especie vegetal y la textura del suelo. Por tanto, es difícil desarrollar una norma universal de calidad del agua para todas las condiciones de crecimiento vegetal. A este respecto, se publicó en el Diario Oficial de la Federación (13 de diciembre de 1989), entre los Criterios Ecológicos de la Calidad del Agua, las concentraciones requeridas para el aprovechamiento del agua para riego agrícola (Anexo 1).

2.4 Clasificación de las aguas para usos agrícolas

La clasificación de aguas para riego, que data de 1954, considera que se tienen condiciones medias de textura del suelo, velocidad de infiltración, drenaje, cantidad de agua usada, clima y la tolerancia del cultivo a las sales. Desviaciones considerables del valor medio de cualesquiera de estas variables puede hacer inseguro el uso de una agua que, bajo condiciones medias, sería de muy buena calidad.

Con respecto a la salinidad las aguas se dividen en:

TABLA 3 CLASIFICACION DEL AGUA CON RESPECTO A LA SALINIDAD

C1	AGUA CON BAJA SALINIDAD (CE= 0-250 μ mhos/cm) Puede ser usada para el riego de la mayoría de los cultivos y suelos, con baja probabilidad de ensalitramiento del suelo. Se requiere drenaje.
C2	AGUA CON MEDIANA SALINIDAD (CE= 250-750 μ mhos/cm) Puede ser empleada si se tiene drenaje. Las plantas moderadamente sensibles a la salinidad pueden desarrollarse, en la mayoría de los casos, sin requerir prácticas especiales para el control de la salinidad
C3	AGUA CON ALTA SALINIDAD (CE= 750-2250 μ mhos/cm) No se puede usar en suelos con drenaje restringido. Aún cuando se tenga drenaje adecuado, deberá tenerse un control especial de la salinidad y las plantas seleccionadas deberán ser moderadamente tolerantes a la salinidad.
C4	AGUA CON MUY ALTA SALINIDAD (CE > 2250 μ mhos/cm) No se recomienda para el riego agrícola bajo circunstancias ordinarias. Los suelos deben ser permeables, el drenaje adecuado, la aplicación de agua en exceso para tener un lavado del suelo y se seleccionarán cultivos con alta tolerancia a la salinidad.

La clasificación de las aguas con respecto al sodio es más complicada debido a que el valor de la RAS aumenta en el suelo a consecuencia del aumento de la concentración de todas las sales y de la posible precipitación de las de calcio y magnesio a medida que disminuye el contenido de humedad por la extracción que hacen las plantas y por la evaporación superficial. La clasificación con respecto al sodio se presenta en la TABLA 4.

Esta clasificación se basa primordialmente en el efecto que tiene el sodio intercambiable sobre la condición física del suelo. No obstante, las plantas sensibles a este elemento, pueden sufrir daños a consecuencia de la acumulación del sodio en sus tejidos, aún cuando los valores de sodio intercambiable sean bajo para alterar la condición física del suelo.

TABLA 4. CLASIFICACION DEL AGUA DE RIEGO CON RESPECTO AL SODIO

S1	AGUA CON BAJA CONCENTRACION DE SODIO (RAS 0-10) Puede ser utilizada para riego agrícola en casi todos los tipos de suelo con muy poco peligro de daño por el sodio. Sin embargo, cultivos sensibles al sodio pueden acumular concentraciones dañinas.
S2	AGUA CON MEDIANA CONCENTRACION DE SODIO (RAS 10-18) Presentará peligro en suelos de textura fina que posean alta capacidad de intercambio de cationes (CIC), especialmente si el drenaje es deficiente. Esta agua puede usarse en suelos de textura gruesa o en suelos orgánicos con buena permeabilidad.
S3	AGUA CON ALTA CONCENTRACION DE SODIO (RAS 18-26) Puede originar daños por el intercambio de sodio en la mayoría de los suelos y requerirá un manejo especial del suelo, buen drenaje, altos escurrimientos y adición de materia orgánica. En suelos con yeso el problema es menor. Con tratamiento químico puede reemplazarse el sodio intercambiable si las aguas no presentan un alto contenido de salinidad.
S4	AGUA CON MUY ALTA CONCENTRACION DE SODIO (RAS > 26) Generalmente no es aceptable para irrigación, excepto cuando se tiene baja o mediana salinidad y en aquellos sitios donde se realiza un tratamiento del suelo con fines de remover calcio, agregar yeso u otros arreglos que permitan el empleo de este tipo de agua.

Las concentraciones tóxicas de boro que se encuentran en algunas aguas para riego, obligan a tener presente este elemento para establecer su calidad. Scofield (1936) propuso los límites señalados en la TABLA 5 para los cultivos estudiados, encontrando que niveles mayores de 1 ppm de boro en el agua de riego, perjudica los cultivos. Son cultivos sensibles: frutales como manzano, nogal, aguacate; semitolerantes: girasol, algodón, jitomate, maíz, sorgo, cebada, avena y trigo; y tolerantes: espárrago, alfalfa, cebolla, haba, lechuga, zanahoria, gladiola y remolacha.

TABLA 5. LIMITES PERMISIBLES DE BORO (ppm) EN AGUA PARA RIEGO

CLASE	CULTIVOS		
	SENSIBLES	SEMITOLERANTES	TOLERANTES
1	0.00 - 0.33	0.00 - 0.67	0.00 - 1.00
2	0.33 - 0.67	0.36 - 1.33	1.00 - 2.00
3	0.67 - 1.00	1.33 - 2.00	2.00 - 3.00
4	1.00 - 1.25	2.00 - 2.50	3.00 - 3.75
5	> 1.25	> 2.50	> 3.75

3. CARACTERISTICAS DE CALIDAD DE INTERES SANITARIO

El empleo en la agricultura de aguas residuales crudas implica el riesgo de afectar la salud y el medio ambiente, al contaminar alimentos, suelos, aguas subterráneas y aguas superficiales, principalmente por medio de patógenos y/o elementos tóxicos.

Los agentes patógenos que inciden en la salud incluyen bacterias tales como Salmonella, que es causante de la tifoidea, paratifoidea, salmonelosis y Shigella, causante de disentería; virus como enterovirus, que ocasiona neumonía y conjuntivitis o el virus de la hepatitis; protozoarios como Entamoeba que produce amibiasis; y helmintos o lombrices como la Taenia solium conocida como la solitaria que causa teniasis y Cysticercos (Kowal, Pahren y Akin, 1981). En el ANEXO 2 se describen las principales enfermedades relacionadas con microorganismos patógenos encontrados en aguas residuales. Además, existen otros microorganismos que afectan al ganado, pues en algunos estudios se ha encontrado que, debido a uso de las aguas residuales, aumenta la incidencia de tuberculosis y de quistes de Cysticercos, por lo que se recomienda que se deje secar el campo antes de iniciar el pastoreo (Greeberg y Kupka, 1957).

El tiempo de supervivencia de patógenos en la superficie del suelo y de las plantas es de interés cuando se decide el periodo que debe pasar entre la última aplicación del agua y el acceso de hombres y animales en la época de cosecha.

El tiempo de supervivencia de bacterias coliformes en el suelo va de 4 a 70 días. Sin embargo, se ha encontrado *Salmonella* después de 260 días. En cambio, el tiempo sobre los cultivos es menor, debido a la exposición a efectos adversos, tales como la radiación solar, altas temperaturas, ambiente seco y al lavado por lluvia. En el caso de bacterias coliformes, el tiempo de supervivencia va de 6 a 35 días, para otras bacterias patógenas y en virus, es menor de 20 días.

Se considera que 100 días es el tiempo máximo que pueden sobrevivir los virus en el suelo y que su migración a las aguas subterráneas se puede reducir o eliminar permitiendo que el suelo se seque antes de la siguiente aplicación de agua (Bagdasaryan, 1964). Existe la posibilidad teórica de que las plantas absorban virus a través de las raíces y se ha comprobado en sistemas hidropónicos (Murphy y Syverton, 1985). Sin embargo, las partículas del suelo absorben los virus rápidamente, impidiendo que las plantas almacenen patógenos virales.

Para evitar daños por bacterias y virus, se recomienda que la aplicación de aguas residuales a los cultivos se detenga un mes antes de la cosecha. Cuando se trata de cultivos que crecen bajo la superficie del suelo (como la papa y el espárrago), donde los virus tienen un mayor tiempo de supervivencia, no se recomienda el riego con aguas residuales. Este tiempo puede reducirse si los cultivos se destinan a la alimentación de animales o a procesamiento industrial.

Los quistes de protozoarios son muy sensibles al secado, por tanto, se puede esperar que los quistes depositados en la superficie de las plantas mueran rápidamente (3 días). De esta manera, si se siguen las recomendaciones para bacterias y virus, no habría riesgos probables de contaminación por protozoarios.

Los huevos y larvas de helmintos, a diferencia de los quistes de protozoarios, viven largos periodos de tiempo cuando se aplican al suelo, posiblemente porque el suelo es su medio de transmisión en el cual se desarrollan, mientras que los protozoarios se desarrollan en agua. De esta manera, bajo condiciones apropiadas de humedad, temperatura y luz solar, *Ascaris*, *Trichuris*, etc. pueden permanecer viables por varios años. Debido a la exposición y desecación por la radiación solar, los huevos de helmintos depositados en la superficie de las plantas mueren más rápido, de 27 a 35 días (Kowal, Pahren y Akin, 1981).

4. NIVELES DE TRATAMIENTO PARA REDUCIR PATOGENOS

El control de las descargas de aguas residuales por medio del tratamiento y disposición en el suelo es una alternativa económica para la mayoría de los municipios mexicanos, beneficios que se incrementan si se usa para la agricultura. Esto es conveniente siempre y cuando se desarrollen y apliquen las tecnologías adecuadas para tratar las aguas residuales destinadas al reuso en la agricultura, con instalaciones de bajo costo y un mínimo de atención en operación, mantenimiento y administración.

Cabe mencionar que no se hace referencia a las tecnologías convencionales de tratamiento de aguas residuales, tales como lodos activados o biodiscos, etc., ya que el objetivo primordial de dichos sistemas es la remoción de la materia orgánica y ésta, para la agricultura, ha mostrado ser un acondicionador y formador de suelos orgánicos, además de amortiguar algunos efectos negativos de compuestos tóxicos (Tejeda, 1991).

Aunque cualquier nivel de bacterias se puede inactivar, teóricamente, desinfectando con cloro, esta práctica en aguas residuales crudas llega a ser muy costosa por el contenido

de materia oxidable, puede producir halometanos cancerígenos y dañar la biota del suelo. Además se ha encontrado que protozoarios como Entamoeba histolítica y Giardia son muy resistentes al cloro.

El tratamiento mínimo a las aguas residuales antes del riego es la sedimentación. Así, el grado de remoción de bacterias va del 10 al 35%; de virus, alrededor del 10%; en protozoarios no es eficiente y de helmintos cerca del 99% (Kowal, Pahren y Akin, 1981).

Las lagunas de estabilización son los sistemas de tratamiento más comunes con fines de riego ya que, además de poder ser diseñadas para cualquier grado de remoción de bacterias patógenas, resuelven la necesidad de almacenamiento de aguas residuales en la mayoría de los sistemas de riego agrícola.

La supervivencia de virus en lagunas de estabilización es poco conocida. Los estudios realizados sugieren que tiempos de retención largos, el orden de 30-49 días, remueven un porcentaje importante de virus (90-97%), especialmente cuando las lagunas son en serie (Crites y Uiga, 1979).

Estas lagunas son una mejor opción para la remoción de quistes de protozoarios. De esta manera, se ha logrado un 100% de remoción de quistes del efluente de una serie de 3 lagunas, con un tiempo de retención de 7 días (Kowal, Pahren y Akin, 1981). En cuanto a helmintos, se logró la remoción completa con tiempos de retención mayores de 20 días (Feachmen, Bradley, Garelick y Mara, 1978).

No debe olvidarse que los lodos o sedimentos de la laguna en que se desarrolle este proceso tendrá una alta densidad de quistes de protozoarios y huevos de helmintos viables, los cuales requerirán un tratamiento apropiado antes de su disposición.

Por otra parte, en las lagunas se reduce hasta un 70% de la concentración de metales traza como cadmio, cobre, mercurio, plomo y zinc. No se remueven minerales disueltos como nitrógeno y fósforo, lo cual es una ventaja porque estos elementos fertilizan en suelo.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-032-ECOLOG-CCA/93

Tabla 1
Niveles de control de contaminantes

PARAMETROS	LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES
Potencial Hidrógeno (pH) (unidades de pH)	6.5 a 8.5
Conductividad Eléctrica (micromhos/cm)	2000.0
Aluminio (mg/L)	0.20
Antimonio (mg/L)	0.10
Arsénico (mg/L)	0.10
Boro (mg/L)	0.75
Cadmio (mg/L)	0.01
Cianuro (mg/L)	0.02
Cobre (mg/L)	0.20
Cromo (mg/L)	0.01
Fierro (mg/L)	5.0
Fluoruros (como Flúor) (mg/L)	1.0
Manganeso (mg/L)	0.02
Níquel (mg/L)	0.05
Plomo (mg/L)	0.50
Selenio (como Selenato) (mg/L)	0.02
Zinc (mg/L)	2.0

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-033-ECOLOG-CCA/93

**CONTAMINACION DEL AGUA- CONDICIONES PARA EL USO DE
AGUAS RESIDUALES DE ORIGEN URBANO O MUNICIPAL O DE LA
MEZCLA DE ESTAS CON LA DE LOS CUERPOS DE AGUA, EN EL
RIEGO AGRICOLA**

3.3 HORTALIZAS.

Acelga	ajo	apio	berro	betabel	brócoli	cebolla
cilantro	col	coliflor	epazote	espinaca	hongo	chufa
papalo	perejil	quelite	quintonil	rábano	hierbabuena	
pepino	calabacita	jitomate	tomatillo	tomate verde	o de cáscara	

(con excepción de las 4 últimas cuando se siembran con espaldadera)

FRUTOS EQUIPARABLES:

fresa	jícama	melón	sandía	zarzamora
-------	--------	-------	--------	-----------

3.4 HORTOFRUTICOLAS.

Las señaladas en el inciso anterior y todas las demás hortalizas y frutos en general.

4. ESPECIFICACIONES

Las restricciones de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de estas con la de los cuerpos de agua, que se dispongan a través de su uso en el riego de hortalizas de consumo crudo, en lo relativo a parámetros bacteriológicos se clasifican en los siguientes tipos para efectos de determinar las clases de cultivos no permitidos:

TIPO DE AGUA	COLIFORMES TOTALES	HELMINTOS
Tipo 1	< 1000/100 ml agua	0/litro de agua
	COLIFORMES FECALES	
Tipo 2	1 a 1000/100 ml de agua	1/litro de agua
Tipo 3	1001 a 100,000/100 ml	
Tipo 4	> 100,000/100 ml	

ANEXOS

EFFECTOS EN LA SALUD ASOCIADOS CON BACTERIAS, DERIVADOS DEL USO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES CON FINES DE RIEGO

a) *Campylobacter jejuni*

Es un causante, recientemente reconocido de gastroenteritis aguda con diarrea

b) *Escherichia coli*

Los patógenos asociados a la común bacteria intestinal *Escherichia coli* producen diarreas agudas, pero por diferentes mecanismos.

c) *Leptospira spp*

Son bacterias que se excretan en la orina de animales domésticos y salvajes y que entran a las aguas residuales municipales, principalmente, por la orina de ratas infectadas que habitan en las alcantarillas. Leptospirosis es un grupo de enfermedades causadas por bacterias y que se manifiestan por fiebre, dolores de cabeza, escalofríos, vómitos, dolores musculares y conjuntivitis. El riesgo de mortalidad es bajo, pero aumenta con la edad. La transmisión directa por humanos es rara, la mayor parte de las infecciones son resultado de contacto con la orina de animales enfermos.

d) *Salmonella paratyphi*

Causa fiebre de paratifoidea, una infección entérica generalizada, con frecuencia aguda, con fiebre, inflamación del bazo, diarrea. Tiene baja tasa de mortalidad, pero junto con la salmonelosis, una alta tasa de morbilidad (28.4 por 100,000 hab)

e) *Salmonella typhi*

Causa fiebre tifoidea, enfermedad sistémica con una tasa de morbilidad de 7.9 casos por 100,000 hab y una alta mortalidad (1254 casos en 1980)

f) *Salmonella spp*

Causa salmonelosis, una gastroenteritis aguda caracterizada por dolor abdominal, diarreas, náusea, vómito y fiebre.

g) *Shigella sonnei*, *S. flexneri*, *S. boydii* y *S. dysenteriae*

Causas shigelosis o disentería bacteriana, una enteritis aguda, que involucra principalmente el colon, produciendo diarrea, fiebre, vómitos, calambres.

h) *Vibrio cholerae*

Causa cólera, una enteritis aguda caracterizada por súbitos ataques, vómitos, y una rápida deshidratación, acidez y colapso circulatorio. La posibilidad de muerte es alta, pero no se han registrado casos recientes en México.

i) *Yersinia enterocolitica* y *Y. pseudotuberculosis*

Causa yersiniosis, una aguda gastroenteritis con diarrea, dolor abdominal, y otro gran número de síntomas.

(Kowal, Pahren & Akin, 1981)

DESCRIPCION DE LAS ENFERMEDADES CAUSADAS POR VIRUS

a) POLIOVIRUSES:

Causa la poliomelitis, una enfermedad aguda que puede consistir en una simple fiebre o progresar hasta una parálisis ocasionada por la destrucción de las neuronas motoras en la columna vertebral. No se ha confirmado con exactitud, su diseminación por medio de aguas residuales.

b) COXSACKIEVIRUS:

Puede causar meningitis aseptica, miocarditis, pericarditis, neumonia, hepatitis, diarrea infantil.

c) ECHOVIRUSES:

Puede causar meningitis aseptica, parálisis, encefalitis, fiebre, pericarditis, diarrea.

d) ENTEROVIRUS NUEVOS:

Puede causar neumonia, bronconeumonia, conjuntivitis hemorrágica aguda, meningitis aseptica,

e) VIRUS DE LA HEPATITIS TIPO A:

Causa hepatitis infecciosa, que puede ser desde una infección desapercibida, hasta una hepatitis fulminante.

f) ROTAVIRUS:

Causa gastroenteritis aguda con diarrea severa, algunas veces ocasiona deshidratación y muerte en niños. Se considera la causa más importante de gastroenteritis aguda en infantes y niños, aunque también afecta a jóvenes y adultos.

g) ADENOVIRUS:

Son la causa principal de infección respiratoria y de los ojos, se transmite por vía respiratoria, pero actualmente se cree que es una causa importante de gastroenteritis esporádica en niños pequeños.

h) REOVIRUS:

Ha sido aislado de las heces fecales de pacientes que han padecido diferentes enfermedades, pero no se ha podido establecer una clara relación etiológica. Parece ser que la infección por reovirus en humanos es común y se asocia con manifestaciones benignas o no clínicas.

i) PAPOVAVIRUS:

Se ha encontrado en orina y parece estar asociado con leucoencefalopatología, pero ha sido poco estudiado.

j) ASTROVIRUS, CALICIVIRUS:

Parecen estar asociados a gastroenteritis humana, produciendo diarrea, pero tampoco han sido bien estudiados.

(Kowal, Pahren & Akin, 1981)

DESCRIPCION DE LAS ENFERMEDADES CAUSADAS POR
PROTOZOARIOS

a) Entamoeba histolytica

Causa amibiasis o disentería por amibas, una enteritis aguda, , cuyos síntomas pueden ser desde un malestar abdominal benigno con diarrea, hasta una disentería fulminante con fiebre, escalofríos y diarreas con sangre o mucosidades. La mayoría de las infecciones son asintomáticas, pero pueden suceder casos severos de diseminación, produciendo abscesos en hígado, pulmones y cerebro, con riesgo de muerte. En México, la tasa de morbilidad fue de 1000 por 100,000 habitantes de 1982 a 1984; y la mortalidad que ocasionó en estos años fue de 1800 casos.

b) Giardia lamblia

Produce giardiasis, una infección asintomática frecuente del intestino, el cual puede estar asociado con diarrea crónica, mala absorción de grasas, fatiga y pérdida de peso.

c) Balantidium coli

Produce balantidiasis, una enfermedad del colon, caracterizada por diarrea o disentería, la cual se transmite por quistes en agua contaminada, particularmente por cerdos.

(Kowal, Pahren & Akin, 1981)

REFERENCIAS

✓ ASANO, T. & PETTYGROVE, G.S. (1984) "Irrigation with Reclaimed Municipal Wastewater. A Guidance Manual". University of California, Davis. Report No 84-1 wr, California, U.S.

BARNES, GEORGE E. (1967) "Tratamiento de Aguas Negras y Desechos Industriales". Centro Regional de Ayuda Tecnica, Mexico.

BAGDASARYAN, G.A. (1964) "Survival of viruses of the enterovirus group in soils and vegetables". J. Hygiene, Epidemiology, Microbiology and Immunology, U.S.

BENEFIELD, LARNY & CLIFFORD W. RANDALL (1980) "Biological Process Design for Wastewater Treatment". Prentice - Hall, U.S.

BRYAN, J.L. (1977) "Disease Transmitted by Foods Contaminated by Wastewater". J. Food Protection, U.S.

BUCKMAN, H.O. & BRADY, N.O. (1969) "The nature and Properties of Soils". Mc Millan, U.S.

CALIFORNIA DEPARTMENT OF HEALTH SERVICES (1978).
"Wastewater Reclamation Criteria". Title 22,
Berkeley, California, U.S.

CARNOW, NORTHROP, WADDEN, ROSENBERG, HOLDEN, NEAL, SCHEAFF,
SCHEFF & MEYER (1979) "Health Effects of Aerosols
emitted from an Activated Sludge Plant". EPA-600/ 1-
79-019. Health Effects Research Laboratory, U.S. EPA

COMISION DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO (1987) "Informe
Tecnico". Documento Interno, Nuevo Laredo,
Tamaulipas, Mexico.

CRITES, R.W. & UIGA, A. (1979) "An Approach for Comparing
Health Risks of Wastewater Treatment Alternatives: A
Limited Comparison of Health Risk between Slow Rate
Land Treatment and Activated Sludge Treatment and
Discharge". EPA - 430/9-79-009 Office of Water
Program Operations, U.S.

✓ DEPARTMENT OF AGRICULTURE, U.S. (1954) "Diagnostico y Rehabilitacion de Suelos Salinos y Sodicos" (Manual No 60), Instituto Nacional de Investigaciones Agricolas, S.A.G., Mexico (Edicion 1971)

DEPARTMENT OF AGRICULTURE, U.S. (1974) "Manual de Conservacion de Suelos", Ed. Limusa, Mexico.

DEPARTMENT OF AGRICULTURE, U.S. (1982) "Relacion de Agua, Suelos, Plantas y Atmosfera", Ed. Diana, Mexico.

✓ FEACHMEN, BRADLEY, GARELICK & MARA (1978) "Sanitation and Disease: Health Aspects of Excreta and Wastewater Management". World Bank Studies in Water Supply and Sanitation, No 3, John Hopkins University Press, Baltimore, U.S.

ITURBE, R. (1986) "Salinidad y Disposicion de Aguas Residuales en Suelos". Instituto de Ingenieria, U.N.A.M. Mexico.

JEFATURA DE DISTRITO DE DESARROLLO RURAL No 154 - NUEVO LAREDO (1987) "Informacion General del Distrito", Nuevo Laredo, Tamaulipas, Mexico.

✓ KOWAL, N.E., PAHREN, H.R. & AKIN, E.W. (1981)
"Microbiological Health Effects Associated with the
Use of Municipal Wastewater for Irrigation", in:
Municipal Wastewater in Agriculture, Academic Press,
U.S.

LEOPOLD, A.C. (1964) "Plant Growth and Development". Mc
Graw Hill. New York, U.S.

MAAS, E.V. (1982) "Salt Tolerance of Plants", in: Handbook
of Plant Science, Christie (Ed), CRC Press, Inc. U.S.

✓ MC NEAL, R.L. (1981) "Evaluation and Classification of
Water Quality for Irrigation", in: Salinity in
Irrigation and Water Resources, Dan Yaron (Ed),
Marcel Dekker, Inc. U.S.

MENDOZA BERRUETO, E. (1981) "Aspectos Socioeconomicos de la
Frontera Norte de la Republica Mexicana", en: La
Frontera del Norte: Integracion y Desarrollo. El
Colegio de Mexico, Mexico.

MENDOZA MARQUEZ, H. (1981) "Land Treatment: A Viable
Solution for Management of Wastewater in the
Metropolitan Area of the Valley of Mexico", in:
Municipal Wastewater Agriculture, D'Itri, Aguirre y
Athie (Eds), Academic Press, U.S.

METCALF & EDDY (1972) "Wastewater Engineering: Collection, Treatment, Disposal". Mc Graw Hill, U.S.

MURPHY, W.H. & SYVERTON, J.T. (1958) "Absorption and Translocation of mammalian viruses by plants", II. Recovery and Distribution of viruses in plants. Virology 6,623.

ORTA LEDESMA, M.T. (1985) "Criterios para el Aprovechamiento de Aguas Residuales en Riego Agrícola en Mexico Tesis D.E.P.F.I. - U.N.A.M., Mexico.

PAGE, A.L. & CHANG, A.C. (1981) "Trace Metals in Soils and Plants Receiving Municipal Wastewater in Irrigation", in: Municipal Wastewater in Agriculture, D'Itri, Aguirre y Athie (Eds), Academic Press, New York, U.S.

RAMALHO, A.S. (1983) "Introduction to Wastewater Treatment Process". Academic Press, U.S.

ROJAS GARCIDUEÑAS, M (1984) "Fisiología Vegetal Aplicada" Mc Graw Hill, Mexico.

S.A.R.H. (1981) "Evaluacion del Impacto Ambiental del Transporte y Uso de las Aguas Residuales del Area Metropolitana del Valle de Mexico en la Agricultura", Documento Interno, S.A.R.H. Mexico.

S.A.R.H. DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS Y UNIDADES DE RIEGO (1977) "Caracteristicas de los Distritos de Riego", S.A.R.H. Mexico

SARH. Informe de Estado de los Recursos Hídricos del Estado de Jalisco, 1987. Informes de Recursos Hídricos

S.A.R.H. COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO (1976) "Uso Potencial del Suelo". Documento No 12, S.A.R.H. Mexico.

S.A.R.H. COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO (1977) "Uso Potencial del Suelo: Anexo E - Cuenca Baja del rio Bravo y Norte de Iamaulipas", S.A.R.H. Mexico.

S.P.P. DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA (1972) "IX Censo General de Poblacion y Vivienda", S.P.P. Mexico.

S.P.P. DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA (1982) "X Censo General de Poblacion y Vivienda". S.P.P. Mexico.

S.R.H. DIRECCION DE AGROLOGIA (1966) "Estudio de los Suelos de la Republica Mexicana, S.R.H. Mexico.

THORNTON (1948) " An Approach Toward a Rational Classification of Climates" Trad. Miguel Perez Espinosa, Revista Ingenieria Hidraulica en Mexico.

VICTORIA MASCORRO, E. (1984) "Patrones de Distribucion Espacial de los Asentamientos Humanos en la Franja Fronteriza Norte", en: Impactos Regionales de las Relaciones Economicas Mexico-Estados Unidos. El Colegio de Mexico, Mexico.

INTRODUCCION

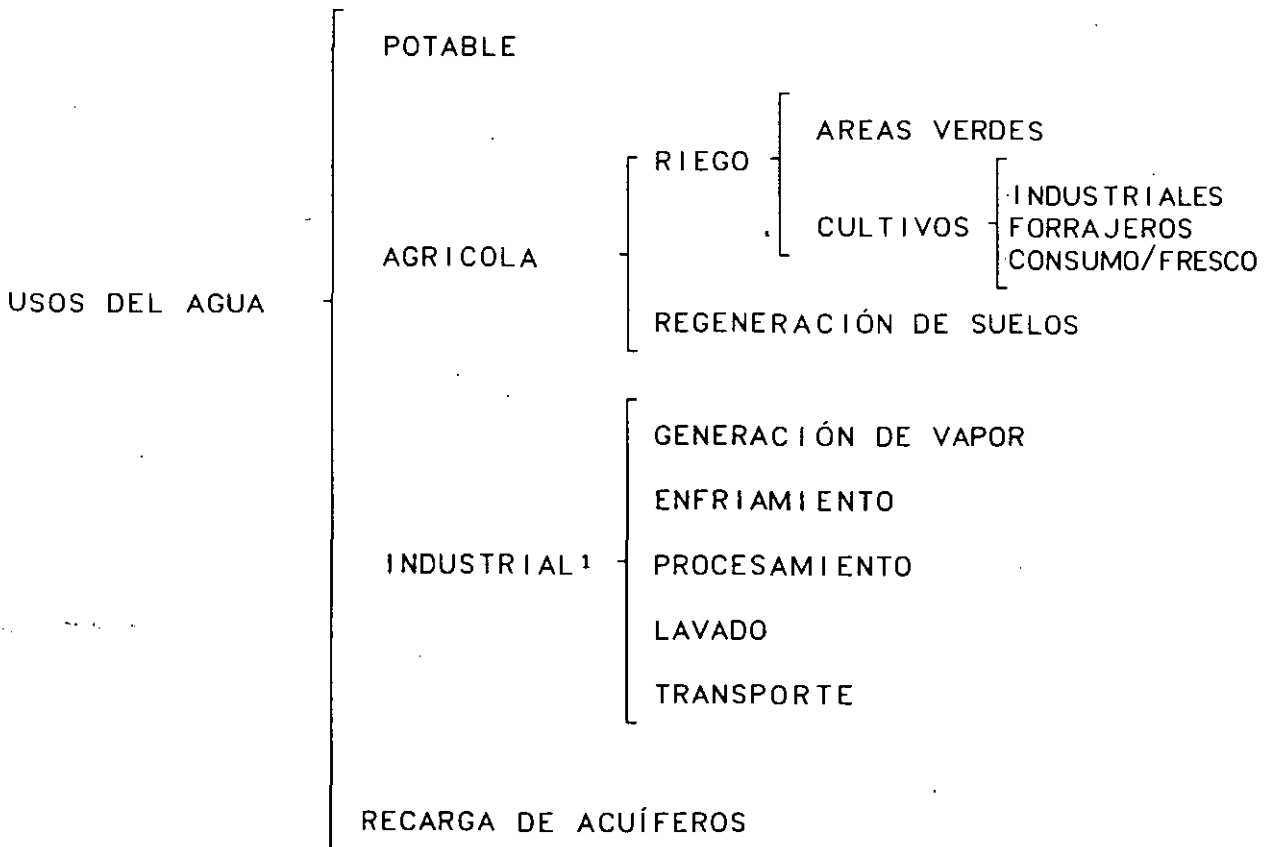
DEFINICION DEL TERMINO CALIDAD:

- A) MANERA DE SER DE UN PERSONA O COSA
- B) FUNCION, NOBLEZA O LINAJE
- C) EXCELENCIA, IMPORTANCIA (ASUNTO DE CALIDAD)
- D) CLASE, VALIA

ES UN TERMINO AMBIGÜO, SIN EMBARGO NOS INTERESA SU USO EN CUANTO SE REFIERE AL VALOR RELATIVO DE UN OBJETO CON UN DETERMINADO PATRON.

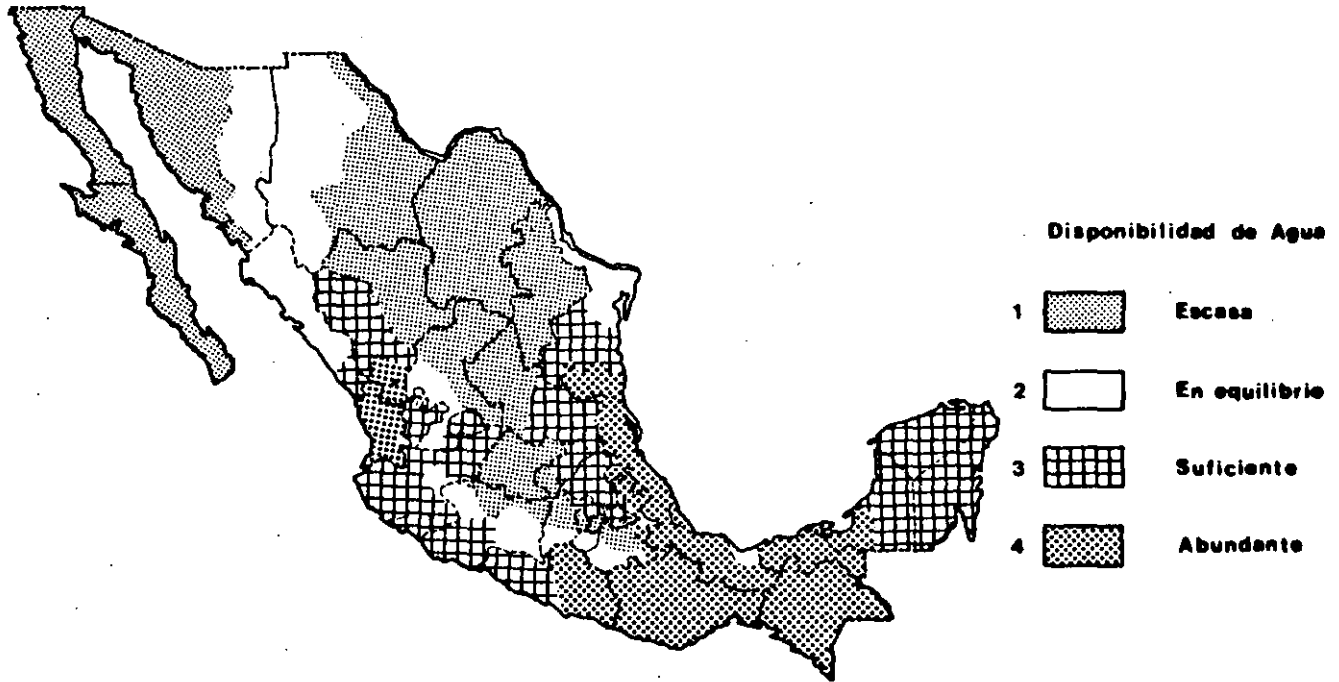
OBJETO → AGUA

PATRON → REGLAMENTOS Y NORMAS DE USO DEL AGUA
O CRITERIOS



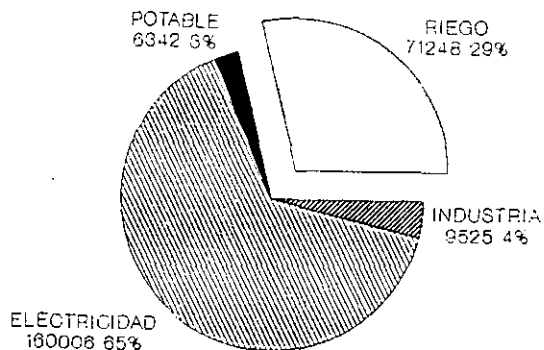
¹ se señalan los usos más comunes

**Zonas de disponibilidad de agua que considera
la Ley Federal de Derechos**



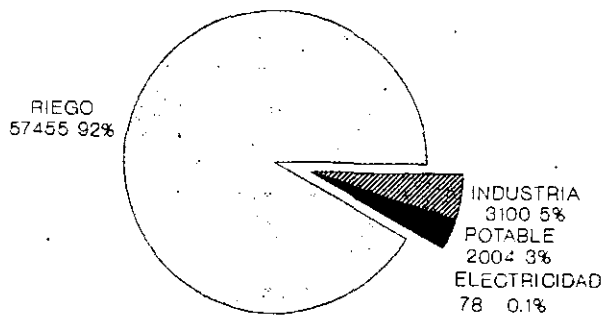
EXTRACCION DE AGUA POR LOS DIFERENTES USUARIOS

(Millones de metros cúbicos)



CONSUMO DE AGUA POR LOS DIFERENTES USUARIOS

(Millones de metros cúbicos)



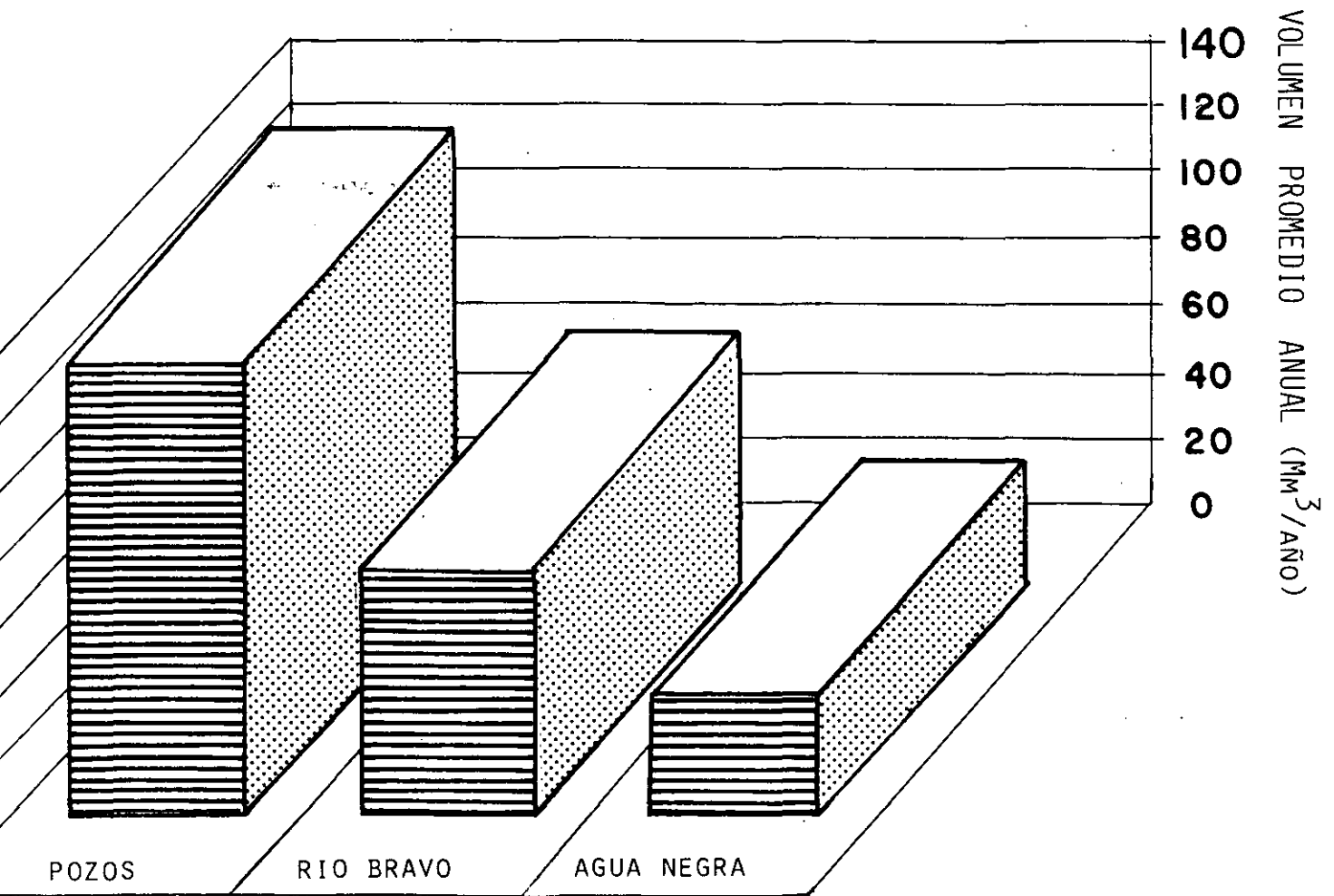
VOLUMENES Y CALIDAD PROMEDIO DEL AGUA PARA RIEGO

FUENTE DE ABASTECIMIENTO	VOLUMEN ANUAL (MM ³)	SOLIDOS DISUELTOS (P.P.M.)	C.E. x 10 ⁶	R.A.S.	CLASIFICACION
AGUA TRATADO INTERNACIONAL (RIO BRAVO)	74	571.6	866.2	1.84	C3 - S1
AGUA NEGRA	36.8	964.5	1,454.6	2.32	C3 - S1
AGUA MEZCLAS		928.7	1,411.5	2.41	C3 - S1
AGUA SUBTERRANEA	135				
AGUA DE POZO/CANAL PRAL.		2,009.9	3,291.8	4.81	C4 - S2
AGUA DE POZO/BOMBEO SARH		1,951.6	3,222.1	5.22	C4 - S2
TOTAL	245.8				

FUENTE: S.A.R.H. 1986

30

ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA RIEGO



FUENTE DE ABASTECIMIENTO

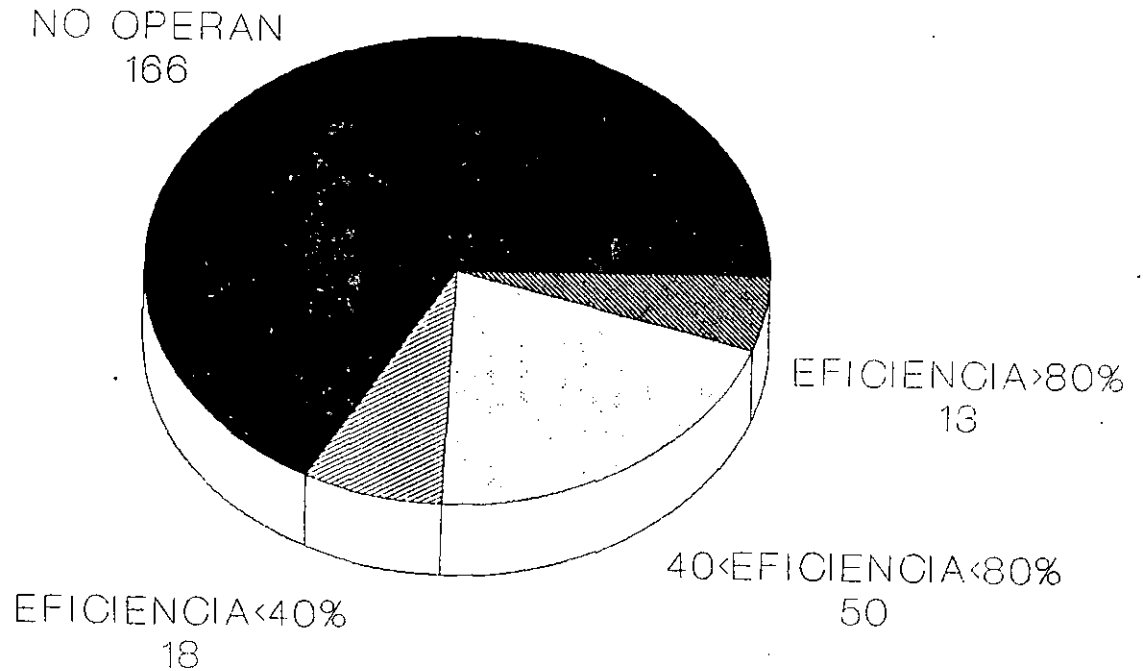
APROVECHAMIENTO DE LOS EFLUENTES DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES QUE OPERA LA DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL(5)

PLANTA	USO DE LAS AGUAS TRATADAS O RENOVADAS
CHAPULTEPEC	RIEGO DEL BOSQUE DE CHAPULTEPEC Y LLENADO DE LAGOS Y FUENTES UBICADOS EN EL MISMO BOSQUE
CD. DEPORTIVA	RIEGO DE AREAS VERDES DE LA CIUDAD DEPORTIVA Y DE CAMELLONES EN ALGUNAS AVENIDAS IMPORTANTES
SAN JUAN DE ARAGON	RIEGO DEL BOSQUE DE SN. JUAN DE ARAGON Y LLENADO DEL LAGO UBICADO EN EL MISMO BOSQUE
COYOACAN (ANTES XOCHIMILCO)	REPOSICION DE NIVELES DE LOS CANALES DE XOCHIMILCO Y RIEGO DE LOS VIVEROS UBICADOS EN COYOACAN
CERRO DE LA ESTRELLA	REPOSICION DE NIVELES DE LOS CANALES DE XOCHIMILCO Y RIEGO DE CAMELLONES DE LA CZDA. I. ZARAGOZA
BOSQUES DE LAS LOMAS ACUEDUCTO DE GUADALUPE	RIEGO DE JARDINES Y CAMELLONES POR MEDIO DE PIPAS SE ESTA CONSTRUYENDO LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA TRATADA PARA EL RIEGO DE AREAS VERDES EN EL INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL
EL ROSARIO	SE ESTA CONSTRUYENDO LA RED DE DISTRIBUCION DEL AGUA TRATADA PARA SU USO EN EL DEPORTIVO REYNOSA
TLATELOLCO	RIEGO DE JARDINES Y CAMELLONES POR MEDIO DE PIPAS

* inyección acuifero (proceso de investigación)
 Tratamiento terciario C.A. y Osmosis.

INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

INFRAESTRUCTURA DISPONIBLE EN LAS 540 POBLACIONES
MAYORES A 10,000 HABITANTES (1989)



1989

CALIDAD DEL AGUA DE RIEGO

ASPECTOS "SANITARIOS"

RIESGOS A LA SALUD POR
CONTAMINACION:

MICROBIOLOGICAS

VIRUS
BACTERIAS
PROTOZOARIOS
HELMINTOS

METALES

PLOMO
CROMO
CADMIO
MERCURIO

ASPECTOS "AGRONOMICOS"

EFFECTOS EN LA PRODUCCION DE
CULTIVOS DEBIDO A :

SALINIDAD

SODICIDAD

METALES

34

CALIDAD DEL AGUA PARA RIEGO

ASPECTOS SANITARIOS

RIESGOS A LA SALUD POR MICROORGANISMOS PATOGENOS

MICROORGANISMOS

ENFERMEDADES RELACIONADAS

BACTERIAS

GASTROENTERITIS, DIARREAS

DISENTERIA, TIFOIDEA

SALMONELOSIS

VIRUS

POLIOMELITIS, HEPATITIS

MENINGITIS, PARALISIS

DIARREA, GASTROENTERITIS

NEUMONIA, CONJUNTIVITIS

PROTOZOARIOS

AMIBIASIS

DISENTERIA AMIBIANA

DIARREA CRONICA

HELMINTOS

ENFERMEDADES INTESTINALES

COMO TENIASIS Y CISTICERCOSIS

FUENTE: KOWAL, PAHREN & AKIN, 1981

CALIDAD DEL AGUA PARA RIEGO
ASPECTOS AGRONOMICOS

METALES TOXICOS A LOS CULTIVOS

ELEMENTO	CONC.*	EFEECTO EN CULTIVO
AL	0.1 - 1.0	CAUSA PUDRICION EN LAS RAICES
As	0.1 - 2.0	LIMITA SEVERAMENTE EL CRECIMIENTO
Be	0.5 - 5.0	REDUCE LOS RENDIMIENTOS
B	0.5 - 4.0	CAUSA NECROSIS EN HOJAS Y ABSICION
Cr	0.5 - 5.0	COMO CROMO +6 DAÑA EL CRECIMIENTO
Cu	0.1 - 1.0	INDUCE DEFICIENCIAS DE FE Y P
F	----	CAUSA NECROSIS Y CLOROSIS
Li	0.05-0.25	AFECTA CITRICOS Y UVAS
Mn	0.25- 1.0	CAUSA CLOROSIS Y RIZADO EN MARGEN DE HOJAS
Ni	0.5 - 1.0	LIMITA CRECIMIENTO
V	0.5 - 2.5	LIMITA CRECIMIENTO

FUENTE: PAGE & CHANG, 1981

*CONCENTRACION FITOTOXICA EN MG/L

SUPERVIVENCIA DE MICROORGANISMOS

(DIAS)

MICROORGANISMO	EN SUELOS	EN CULTIVOS
BACTERIAS	4 - 70	6 - 35
VIRUS	100	MENOS DE 20
PROTOZOARIOS	3	3
HELMINTOS	VARIOS AÑOS	27 - 35

REDUCCION DE MICROORGANISMOS POR TRATAMIENTO

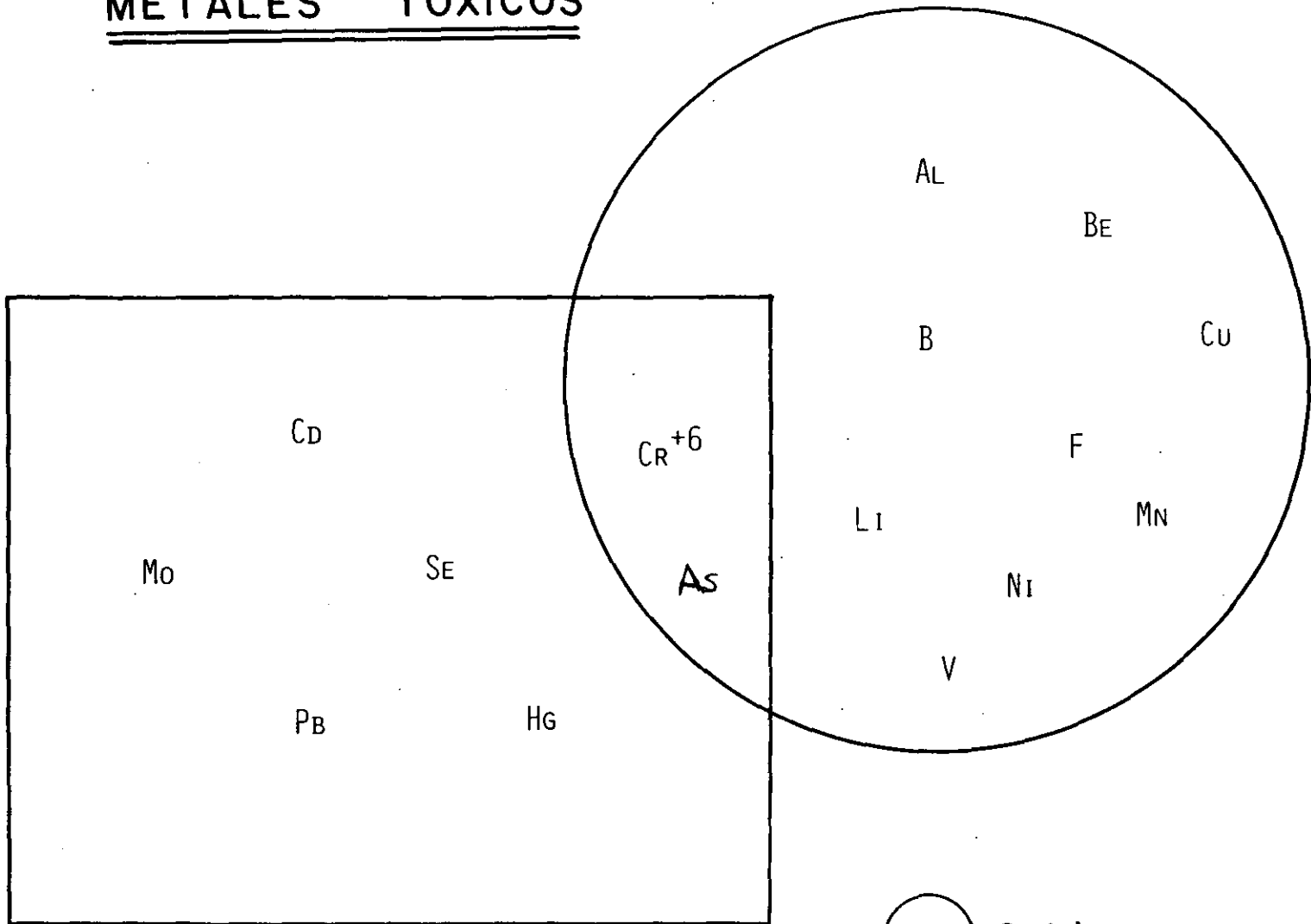
SISTEMA DE TRATAMIENTO	MICROORGANISMO	REDUCCION
PRIMARIO (SEDIMENTACION)	BACTERIAS	10 - 35%
	VIRUS	10%
	PROTOZOARIOS	0 - 2%
	HELMINTOS	100%
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	BACTERIAS	90%
	VIRUS	90%
	PROTOZOARIOS	100%
	HELMINTOS	100%

FUENTE: KOWAL, PAHREN & AKIN, 1981

CRITES & UIGA, 1979

FEACHMEN, BRADLEY, GARELICK & MARA, 1978

METALES TOXICOS



○ Cultivos
□ Hombre

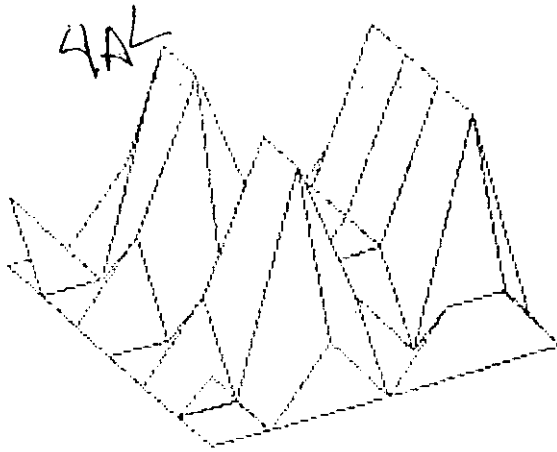
38

CONCENTRACION ESTIMADA DE METALES EN LAS AGUAS RESIDUALES
DE LA CIUDAD DE MEXICO

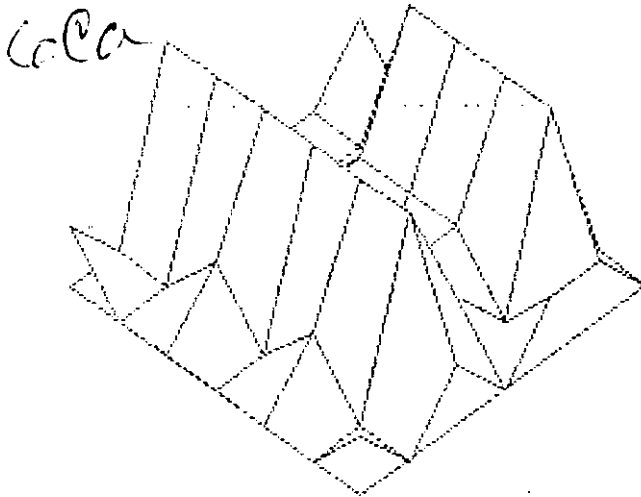
METAL TRAZA	CONCENTRACION (MG/L)
ARSENICO	0.001
BORO	2.83
CADMIO	0.02
CIANURO	0.64
COBRE	0.214
CROMO	0.42
FIERRO	4.05
FLUOR	0.48
MANGANESO	0.32
MERCURIO	0.01
MOLIBDENO	1.44
NIQUEL	0.65
PLOMO	0.25
ZINC	0.54

FUENTE: S.A.R.H. 1981

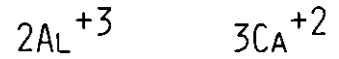
EFFECTO DEL SODIO EN EL SUELO



KAOLINITA
 $Si_4O_8 \cdot Al_4(OH)_{12}$

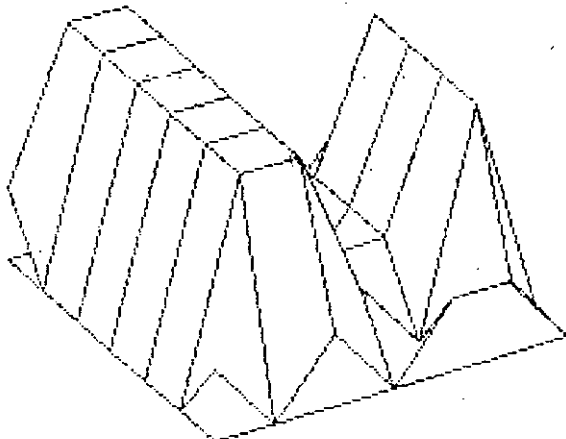


SE INTERCAMBIAN IONES
 DE ALUMINIO POR CALCIO

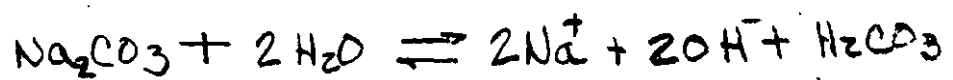


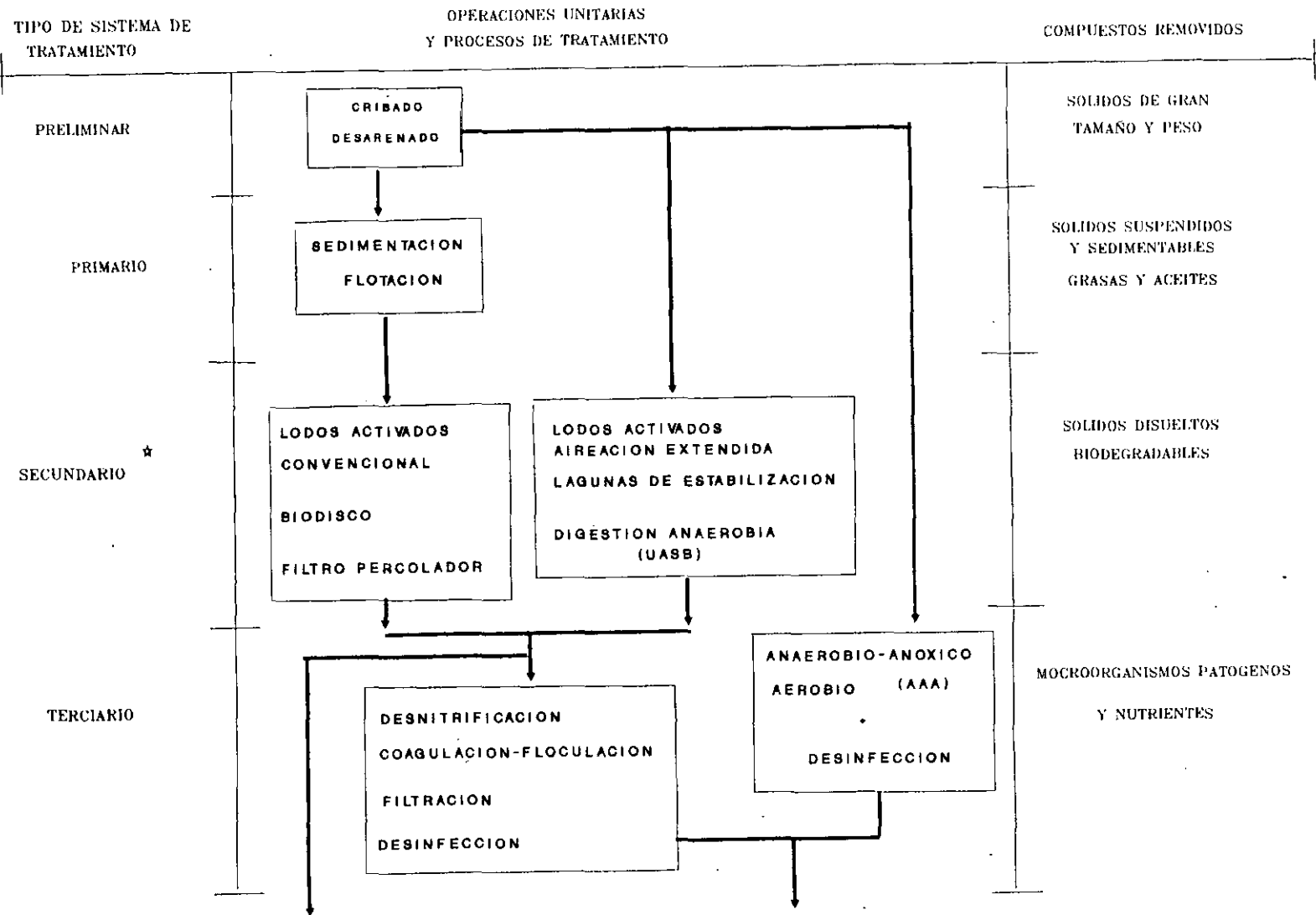
2Na⁺

(Sodalita)



SE INTERCAMBIAN IONES
 DE CALCIO POR SODIO





★ PARA ESTE BLOQUE SE INCLUYEN VARIOS PROCESOS, PERO EN LA SELECCION DE UN TRN DE TRATAMIENTO SE SELECCIONA SOLO UNO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

**MANEJO DE LODOS Y
SISTEMAS DE LODOS ACTIVOS**

**M. EN I. JOSÉ LUIS TORRESCANO
ESPAÑA**

MANEJO DE LODOS

GENERALIDADES

El lodo residual es un subproducto del tratamiento de las aguas residuales. Este generalmente contiene de un 93 a un 99.5% de agua, así como sólidos y sustancias disueltas que están presentes en el agua residual y que fueron adicionados o generados por un proceso de tratamiento. Generalmente estos sólidos residuales deben tratarse para su uso o disposición.

Las características del lodo dependen tanto de la composición inicial del agua residual, como de los sistemas usados para el tratamiento del agua residual y el lodo. Diferentes procesos de tratamiento generan diferentes tipos y volúmenes de lodo. En una planta en particular, las características del lodo producido pueden variar anualmente, estacionalmente o diariamente debido a las variaciones tanto de la composición del agua residual como de los procesos de tratamiento. Esta variación es particularmente grande en sistemas de tratamiento de aguas residuales que reciben una gran cantidad de descargas industriales.

Las características del lodo afectan la viabilidad para las opciones de su uso y disposición. Así, cuando se evalúan las alternativas de uso o disposición, se debe determinar primeramente la cantidad y características del lodo y el rango de variaciones en sus características.

Dependiendo del lugar donde se generan los lodos dentro de la planta de tratamiento se pueden clasificar en: primarios, secundarios y terciarios, como muestra la Fig. 1, en donde se esquematiza la generación de los lodos residuales de acuerdo a la clasificación anterior, los tratamientos más utilizados y los sistemas para su uso y disposición.

Lodos primarios. Son lodos generados durante el tratamiento primario del agua residual, que remueve sólidos que se sedimentan fácilmente.

El lodo primario contiene de 3 a un 7% de sólidos; generalmente este contenido de agua puede ser reducido por deshidratado o desaguado. Este tratamiento es esencialmente de tipo físico.

Lodo secundario. También llamado "lodo biológicamente procesado" es generado por un tratamiento biológico. En este tratamiento los microorganismos degradan el contenido de materia orgánica que se encuentra suspendida o disuelta en el agua. Al final del proceso se obtienen como productos finales bióxido de carbono y agua. Este proceso incluye los sistemas de lodos activados y sistemas de película fija como los filtros percoladores y biodiscos.

El lodo secundario, debido a su bajo contenido de sólidos (0.5 a 2%) es más difícil de deshidratar que el primario.

Lodo terciario. Es producido por sistemas avanzados de tratamiento, tales como precipitación química o filtración. Las características del lodo terciario dependen de los procesos de tratamiento anteriores. Los lodos químicos resultan de procesos de tratamiento con químicos, tales como cal, polímeros orgánicos y sales de hierro y aluminio. Generalmente la cal y los polímeros ayudan al deshidratado y desaguado, mientras que las sales de hierro y aluminio reducen la capacidad de deshidratado y desaguado por la producción de lodos hidratados con agua ligada.

CARACTERISTICAS FISICAS

Los lodos de origen primario o secundario se presentan en la forma de un líquido que contiene partículas no homogéneas en suspensión. Su volumen representa del 0.05 al 0.5 del volumen de agua tratada para los lodos frescos, mientras que es ligeramente inferior para los lodos activados y otros procedimientos biológicos. La floculación del agua aumenta el volumen de los lodos, y sobre todo su peso, en aproximadamente un 10%.

El color de los lodos varía entre el pardo y el gris, y su olor es a menudo desagradable puesto que se trata de productos fácilmente fermentables y existe un inicio de descomposición.

Es necesario conocer, para su tratamiento posterior, varios parámetros que definirán su capacidad de deshidratación y filtración, como son:

- a) Contenido de materia seca
Se trata de medir el peso del residuo seco después de su calentamiento a 105.C, hasta peso constante.
- b) Contenido de materia volátil
Se mide este valor por la diferencia entre el peso del lodo seco (a 105.C) y el del mismo lodo después de que se caliente hasta peso constante a 550.C.
- c) Contenido de agua intersticial
El agua contenida en el lodo se presenta bajo dos formas:
 - Agua libre que se elimina fácilmente por filtración o decantación.
 - Agua ligada, contenida en las moléculas químicas, las sustancias coloidales y las células de materia orgánica que no se pueden eliminar sino por el calor.

LODOS RESIDUALES

- GENERALIDADES:**
- ES SUBPRODUCTO DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL
 - CANTIDAD DE AGUA DE 93-99.5 %

GENERACION Y CARACTERISTICAS:

- LODO PRIMARIO:**
- GENERADO POR SEDIMENTACION
 - CONCENTRACION DE SOLIDOS 3-7 %
 - PRODUCCION DE 100-300 mg/l

ESTIMACION: SST X EFICIENCIA DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO

LODO SECUNDARIO (PROCESO BIOLÓGICO):

CONCENTRACION DE SOLIDOS DE 0.5-2 %

PRODUCCION: LODOS ACTIVADOS, FILTROS BIOLÓGICOS Y BIODISCOS

LODO TERCIARIO: SISTEMAS AVANZADOS COMO PRECIPITACION QUÍMICA, FILTRACION, ETC., SU PRODUCCION DEPENDE DEL QUÍMICO UTILIZADO Y DE LA VELOCIDAD DE ADICION

Se mide la proporción entre el agua ligada y el agua libre por la pérdida de peso a temperatura constante en función del tiempo. Así se obtiene una curva termogravimétrica que suministra la velocidad de evaporación en función de la sequedad del lodo.

d) Carga específica.

Este parámetro permite medir la capacidad de decantación de los lodos, se expresa en $\text{Kg/m}^2/\text{d}$; es la cantidad de materia seca decantada por unidad de superficie. Esta carga depende del contenido de materias volátiles.

e) Resistencia específica

Se trata de medir la capacidad de filtración de los lodos bajo una presión dada.

f) Compresibilidad

Cuando se incrementa la presión en la parte superior de un filtro, se obtiene un aplastamiento de la torta y un aumento de la resistencia a la filtración.

Cuando la presión aumenta y alcanza valores del orden de 10 lbs, la filtración del agua contenida en el lodo está prácticamente bloqueada; entonces se llega a la sequedad límite.

g) Poder calorífico

El contenido de materia orgánica de los lodos les proporciona a éstos una capacidad de combustión que no es despreciable, lo que permite su incineración. Se definen dos poderes caloríficos:

- El poder calorífico inferior PCI, que es la cantidad de calor desprendida en la combustión completa de un kilo de lodos.

- El poder calorífico superior PCS, que es la cantidad de calor desprendida en la combustión completa de un kilo de lodos, suponiendo que toda el agua que se desprende en la combustión se encuentra en estado condensado en los productos de combustión.

CARACTERISTICAS QUIMICAS

En los lodos se pueden encontrar las siguientes características:

a) Materia orgánica.

Generalmente de origen animal (grasas, aceites, etc) o vegetal (fibras, almidones, etc). Se encuentran también microorganismos y sus productos de desecho.

b) Elementos nutrientes.

Se trata del contenido de nitrógeno total, fósforo y potasio. Son sustancias que favorecen el crecimiento de las plantas y que tienen por consiguiente mucha importancia para la utilización agrícola de los lodos.

Los lodos de origen industrial y en menor grado los de origen municipal pueden presentar algunos de los siguientes compuestos:

c) Microcontaminantes orgánicos

Son sustancias que pueden tener una acción negativa sobre el tratamiento de los lodos y sobre su utilización en la agricultura. Se trata generalmente de productos químicos de síntesis que se utilizan comúnmente y que se encuentran en las aguas domésticas de desecho. Se hallan particularmente contenidos importantes de detergentes y medicinas.

d) Tóxicos orgánicos

Muchos lodos provenientes de aguas residuales industriales presentan concentraciones de tóxicos orgánicos, tales como los PCB's (bifenilos policlorinados), hidrocarburos aromáticos polinucleares y plaguicidas.

e) Metales Pesados

Muchos lodos residuales contienen grandes cantidades de metales pesados que reducen su valor como fertilizantes ya que pueden acumularse en los tejidos de las plantas y representan un riesgo para la salud pública. Por citar algunos: Cd, Zn, Cu, Pb, As, Se, Hg, Co, Cr, Mn, Ni, Fe, V y Mo.

CARACTERISTICAS MICROBIOLOGICAS

Las aguas residuales contienen una flora y una fauna variadas que se encuentran en parte de los lodos. El tratamiento biológico de las aguas residuales modifica la composición biológica por la multiplicación de ciertas especies en detrimento de otras.

a) Bacterias

Se cuentan numerosos tipos de bacterias en los lodos; una parte de ellas es de origen fecal y algunas provienen de portadores de gérmenes y por consiguiente pueden ser patógenos.

Los microorganismos patógenos se encuentran generalmente en los lodos y en los efluentes; por lo tanto, es preciso tener cuidado de eliminarlos en ambos casos.

Los principales patógenos encontrados en lodos residuales pueden ser divididos en cuatro grupos: bacterias, protozoos, helmintos y virus. Los procesos de tratamiento reducen el número de los organismos mencionados, pero no en su totalidad.

Parásitos: Se encuentran numerosos parásitos en los lodos de origen fecal. Su eliminación es mucho más difícil puesto que estos parásitos toman una forma vegetativa cuando las condiciones les son hostiles, mientras que se desarrollan cuando se encuentran en los animales o en el hombre.

b) Hongos

Se trata esencialmente de las levaduras y los saprófitos que están normalmente presentes en el aire; por lo general, no son patógenos para los animales o el hombre, con excepción de algunos que pueden llegar a serlo cuando las condiciones son favorables.

c) Algas

No se encuentran en gran cantidad en los lodos primarios y secundarios; por el contrario, en las lagunas naturales, gran parte de los lodos están constituidos por detritus de algas.

d) La macrofauna (gusanos, larvas de insectos)

SISTEMAS DE TRATAMIENTO Y DISPOSICION

SISTEMAS DE TRATAMIENTO

ACONDICIONAMIENTOS PREVIOS

A los lodos procedentes de los diversos tratamientos del agua residual generalmente se les aplica un tratamiento previo a su utilización o a su devolución al medio natural, a fin de disminuir su contenido de agua y estabilizarlos biológicamente, ya que son fermentables.

Los procedimientos para tratar los lodos varían según la fuente y el tipo de aguas residuales de las que se derivan, del proceso utilizado para tratar las aguas residuales y del método último de disposición a la que se destinan los lodos.

Los lodos activados de desecho contienen aproximadamente el doble de la concentración del licor mixto en la etapa de aeración del mismo proceso. Cuando el tratamiento incluye una etapa primaria de sedimentación, los lodos activados de desecho se pueden mezclar con lodos primarios, o alimentarlos directamente al clarificador primario. Los lodos que no han sido estabilizados, química, térmicamente o por digestión, se conocen como lodos crudos. En el tratamiento preliminar de los lodos, el objetivo principal es reducir el volumen a manipular por el aumento de la concentración de sólidos en los lodos.

Los lodos urbanos contienen sustancias coloidales y musflagos cuyas propiedades electroquímicas favorecen la retención del agua entre las partículas sólidas, por lo que impiden la separación de los sólidos del líquido. Estos inconvenientes se contrarrestan desestabilizando los coloides por medio de procedimientos físicos (tratamiento térmico) o químicos (floculación).

a) Floculación

La adición de productos que contienen propiedades electroquímicas favorece la desestabilización de los coloides por coagulación y formación de flóculos más fácilmente decantables o filtrables. Los productos usados comúnmente son sales minerales y polielectrolitos naturales o sintéticos.

b) Tratamientos térmicos

- Congelación.

Se trata de un procedimiento poco utilizado en el cual se inyecta un gas licuado (generalmente procedente del butano), y se congela el agua de los lodos bajo la forma de agujas de hielo, las cuales se desplazan al centro de una centrifuga; al elevarse la temperatura, las partículas sólidas y el agua quedan separadas.

- Tratamientos con calor.

La acción del calor sobre los lodos tiene varios efectos, como son: Coagulación de las partículas coloidales, evaporación del agua y desinfección de los lodos.

El tratamiento se lleva a cabo por inyección de vapor, por intercambio térmico con el vapor de agua o la cocción a presión.

El calor permite, por una parte, la solubilización de las sales de los metales pesados y por otra parte la eliminación de todos los microorganismos.

DESHIDRATACION DE LODOS

La deshidratación es una operación física (mecánica) utilizada para reducir el contenido de agua presente en el lodo.

Se puede realizar por varios métodos:

- a) Lechos de secado. Se utilizan para deshidratar el lodo digerido, extendiéndolo en capas de 20 a 30 cms. y dejándolo secar. Una vez seco se extrae y puede llevarse a un vertedero y utilizarse como material de relleno o fertilizante.
El lodo se deshidrata a través de la arena del soporte, así como por evaporación de la superficie expuesta.
- b) Lagunas de secado. se utilizan para la deshidratación de lodo digerido. No son adecuados para la deshidratación de lodos crudos, ni de lodos estabilizados con cal, o lodos que den lugar a sobrenadantes de alta concentración que puedan presentar problemas de olor. El rendimiento de la lagunas depende del clima, la precipitación y temperaturas. Las capas tiene un espesor que va de 0.75 a 1.25 m. De esta forma se obtiene un lodo con un contenido de humedad del 70%.
- c) Filtro prensa. Por este método, la deshidratación se realiza forzando la evacuación del agua presente en el lodo por la aplicación de presiones elevadas. El contenido de humedad resultante varía de un 75 a 80%. Es necesario un acondicionamiento químico previo.
- d) Centrifuga. Este proceso es utilizado para separar líquidos de diferente densidad y espesar lodos o separar sólidos. el espesado por centrifugación supone la sedimentación de las partículas del lodo bajo la influencia de fuerzas centrifugas. Los tres tipos básicos de centrifuga son: camisa maciza, de discos y de canasta. De esta forma se obtiene una torta con un contenido de humedad que varía del 75 al 80%. Es necesario aumentar el tamaño de partículas coagulando el lodo antes de la centrifugación

con cloruro férrico y cal o polímeros orgánicos. La adición de cal facilita el control de olores al centrifugar lodos crudos.

ESTABILIZACIÓN DE LODOS

1. Estabilización biológica.

La composición de los lodos y la presencia de microorganismos diversos favorecen las transformaciones bioquímicas, en el seno de las cuales se efectúan procesos muy variables según la proporción de materia orgánica, la naturaleza de la flora y la fauna, así como de las condiciones exteriores. La estabilización de los lodos consiste en una aceleración de dichos procesos que favorece las transformaciones bioquímicas de una parte de los microorganismos a expensas de otros.

Existen dos métodos para llevar a cabo la estabilización:

a) Digestión anaerobia: Se conoce también como metanogénesis. Este es un proceso biológico anaerobio que se caracteriza por la degradación de la materia orgánica, llevada a cabo por microorganismos anaerobios, y obtener como productos finales metano y CO_2 . Al reducirse la carga orgánica inicial y después de la estabilización del lodo, se obtiene un producto de fácil manejo y disposición.

En la metanogénesis se pueden observar los siguientes procesos:

1. Hidrólisis de biopolímeros.
2. Fermentación de aminoácidos y azúcares.
3. Oxidación anaerobia de ácidos grasos de cadena larga y alcoholes.
4. Oxidación anaerobia de ácidos volátiles (Productos intermedios).
5. Conversión del acetato en metano.
6. Conversión del hidrógeno a metano.

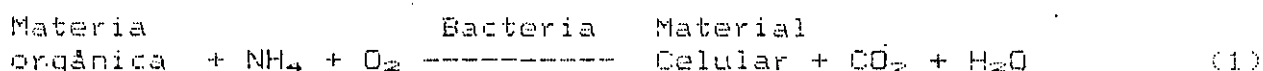
b) Digestión aerobia. Se define como la destrucción de la materia orgánica por microorganismos aerobios. Por este procedimiento se obtiene un producto final biológicamente estable, de volumen bajo y acondicionado para procesos posteriores.

La digestión aerobia ocurre cuando el sustrato es nulo y los microorganismos comienzan a consumir su propio protoplasma para obtener energía. Durante este proceso el tejido celular se oxida aerobiamente a CO_2 , H_2O y NO_3 o NH_3 , ya que este proceso es exotérmico, termina cuando se ha consumido entre el 70 y 80 % del material celular, el resto es material no biodegradable.

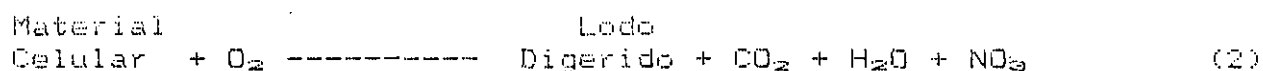
El mecanismo del proceso es el siguiente:

Fase 1

La generación de material celular a partir de la oxidación de la materia biodegradable y la subsecuente oxidación de aquel. Esto se representa de la siguiente forma:



Fase 2



Los factores importantes en el proceso son:

- Reducción deseada en los sólidos volátiles, que varía entre un 35 y 50 %. Esto implica la reducción de microorganismos patógenos en los lodos a niveles seguros para su disposición.
- Características del influente. Son de particular importancia las variaciones en las concentraciones de tóxicos pues estos se acumulan en los lodos activados y pueden presentar toxicidad en el digestor aerobio cuando el pH es mayor de 7.
- Temperatura de operación. Este es un parámetro crítico. El rango es generalmente mesofílico (10 - 40.C).
- Requerimientos de transferencia y mezclado de O₂. Es importante la adición de O₂, así como un mezclado adecuado de los materiales. Para que exista un contacto directo entre el oxígeno y el material celular es necesario una adecuada mezcla y la adición del O₂ suficiente para mantener las condiciones aerobias. Se puede obtener mayor eficiencia en la estabilización aerobia inyectando oxígeno de alta pureza en lugar de aire.
- Relación tiempo de retención-volumen del tanque. Esta relación está en función de los sólidos volátiles a abatir. Para una reducción del 40 a 45 % se requieren de 10 a 12 días.
- Método de operación. Es necesario considerar si el modo de operación es continuo o no, si el tanque es descubierto o no, y el equipo de aeración, que debe proporcionar oxígeno y mezclado.

2. Estabilización no biológica

Los tratamientos fisicoquímicos tienen a menudo una acción estabilizante sobre los lodos, lo mismo que los tratamientos térmicos o la filtración a presión. Existen algunos procedimientos de desinfección de los lodos, los cuales disminuyen su fermentación.

a) Estabilización con cal.

En el proceso de estabilización con cal, se añade cal al lodo hasta alcanzar un pH de 12 o mayor. El alto pH crea un ambiente poco propicio para la supervivencia de los microorganismos. De esta forma el lodo no sufrirá putrefacción ni desprendimiento de olores ni constituirá un peligro sanitario en tanto él se mantenga en este nivel .

Los objetivos principales de la estabilización con cal son:

- Minimizar los riesgos de salud pública por la reducción de organismos patógenos.
- Eliminar los malos olores al reducir el número de microorganismos productores de olor.

En este proceso los factores más importantes son: pH, tiempo de contacto y dosis de cal. El pH y tiempo de contacto están íntimamente relacionados dado que se debe mantener el pH adecuado durante el tiempo necesario para la destrucción de organismos patógenos.

En cuanto a la dosis de cal, esta depende del tipo, composición y concentración de sólidos en el lodo.

Varios cambios químicos ocurren durante el proceso. Uno de los más importantes es la reducción de sólidos suspendidos volátiles de 10 al 35%. Además se obtiene un incremento tanto en la concentración de sólidos totales como de la alcalinidad total y una reducción de fósforo soluble y nitrógeno disponible.

En el proceso puede utilizarse cal (hidróxido de calcio dihidratado) o cal anhidra (hidróxido de calcio puro). La elección depende del costo así como del potencial de reacción del CO_2 atmosférico con la cal para formar carbonato de calcio, insoluble .

Debido a que la estabilización con cal no destruye la materia orgánica necesario para el crecimiento bacteriano, el lodo debe evacuarse antes de que el pH sufra una disminución, activando así la reproducción bacteriana y facilitando la putrefacción .

b) Existen otros procesos de estabilización no biológica como son:

Pasteurización de los lodos, tratamiento químico (con cloro u ozono), irradiación de los lodos, otros procedimientos físicos (ultrasonido, rayos ultravioleta) .

SISTEMAS DE DISPOSICION

RELLENO SANITARIO

Es un método de disposición en el que el lodo es depositado en un área específica, con o sin residuos sólidos y enterrados debajo de una cubierta de suelo.

El relleno es primeramente un método de disposición en el que no se recuperan nutrientes y solo se recupera energía.

Es necesario disponer de un área para el relleno al igual que para la aplicación al suelo, sin embargo hay una diferencia importante. Cuando el lodo es depositado en un relleno sanitario, la degradación anaerobia ocurre porque el oxígeno es insuficiente para la descomposición aerobia. Las condiciones anaerobias degradan el lodo más lentamente que los procesos aerobios.

Los procedimientos sanitarios apropiados de la disposición en relleno minimizan muchos de los problemas relativos a la salud y el ambiente. Sin embargo, la contaminación de aguas subterráneas por constituyentes presentes en el lodo del relleno es una preocupación constante. La contaminación de agua subterránea puede ser difícil de detectar, generalmente se detecta cuando el daño ha ocurrido y si ha sido detectada es muy difícil de eliminar.

Estos problemas se pueden prevenir con la planeación y elección del sitio adecuado para la disposición.

La disposición en relleno sanitario sigue siendo un método popular de disposición, pero el incremento de los costos por concepto de suelo lo ha hecho incosteable.

Existen dos tipos de disposición en relleno.

- Disposición, en el cual el lodo es enterrado generalmente en zanjas y cubierto con tierra.
- Codisposición, en el cual el lodo es depositado en el suelo junto con residuos sólidos municipales. Los residuos sólidos absorben el exceso de humedad del lodo y reducen el desplazamiento del lixiviado.

Este último presenta algunas ventajas:

- Corto tiempo de retención. Es un proceso más rápido que el de disposición de lodo únicamente.
- Bajos costos.

Desventajas:

- Presencia de malos olores. Estos se presentarán dependiendo del grado de estabilización de la materia orgánica del lodo.
- Problemas de operación. Dado que se requiere mezclar lodo relativamente líquido con basura.

- Lixiviados. Los ácidos orgánicos formados durante la descomposición anaerobia del lodo del relleno pueden aumentar el lixiviado de metales de la mezcla lodo-residuos sólidos. Es por eso que deben ser instalados sistemas de colección y tratamiento .

El lixiviado es generado por el exceso de humedad en el lodo. El tipo y cantidad de los constituyentes en el lixiviado del lodo de un relleno dependen de la naturaleza del éste.

Si el lixiviado de un relleno sanitario llega a un acuífero, los metales pesados y tóxicos orgánicos son de particular preocupación por los posibles efectos adversos a la salud. Si el lixiviado llega a aguas superficiales, los elevados niveles de nutrientes pueden causar toxicidad en los vegetales.

El lixiviado puede ser colectado por una serie de tuberías que interceptan y canalizan el lixiviado a un tanque .

Rango de concentraciones de constituyentes en el lixiviado de rellenos sanitarios .

CONSTITUYENTE	CONCENTRACION (a)
Cloruro	20 - 600
SO ₄	1 - 430
Carbono orgánico total	100 - 15000
Demanda química de oxígeno	100 - 24000
Calcio	10 - 2100
Cadmio	00.1 - 0.2
Cromo	0.01 - 50
Zinc	0.01 - 36
Mercurio	0.0002 - 0.0011
Cobre	0.02 - 37
Fierro	10 - 350
Nitrógeno total Kjendahl	100 - 3600
Coliformes fecales	2400 - 24000 NMP/100 ml (b)
Estreptococos fecales	2100 - 240000 NMP/100 ml (b)

(a) Concentración en mg/l

(b) NMP/100 ml

INCINERACION

La incineración es el quemado de los sólidos volátiles de los lodos en presencia de oxígeno. En sí, la incineración no es un método de disposición o uso, pero sí un método de tratamiento que convierte el lodo en ceniza. Sin embargo, dado que la incineración reduce drásticamente el volumen y masa de los residuos sólidos materiales, éste ha sido considerado tradicionalmente como un método de disposición y es evaluado junto a la aplicación al suelo, composteo, relleno sanitario o disposición al mar, como una opción de uso o disposición.

Ventajas y desventajas.

La incineración ofrece significantes ventajas sobre las anteriores opciones de uso o disposición, reduce el lodo a un residuo compacto que consiste de aproximadamente un 20% del volumen original de los sólidos y esto elimina algunos problemas ambientales por la completa destrucción de patógenos y la degradación de muchos tóxicos orgánicos. Los metales, sin embargo, no son degradados, y su concentración aumenta en las cenizas.

Un problema potencial con los sistemas de incineración es la fiabilidad de operación. Es así porque la incineración está más altamente mecanizada que otras alternativas de uso o disposición, y está sujeta a la variabilidad en la cantidad y calidad del lodo y a errores en el equipo y en la operación. La inconsistente calidad del lodo alimentado y el pobre mantenimiento pueden incrementar grandemente la frecuencia de éstos problemas .

Se puede usar la incineración como el método último de disposición de los lodos, y cuando éstos han sido desecados para obtener un contenido mayor de aproximadamente 30%, el calor de combustión de los sólidos de los lodos es suficiente para evaporar el contenido residual de agua. No obstante, la incineración no resuelve completamente el problema de la disposición, porque todavía es necesario disponer la ceniza residual, descargándola sobre el terreno o en el mar. La ceniza se puede también aprovechar en el acondicionamiento de lodos y como un auxiliar filtrante en la desecación .

DISPOSICION AL SUELO

Se define como la disposición del lodo sobre o debajo de la superficie del suelo, es la opción de disposición más ampliamente utilizada. El lodo puede funcionar como acondicionador del suelo y como fertilizante. Generalmente el lodo es aplicado en una de alternativas siguientes: En suelos agrícolas, suelos forestales y suelos erosionados. En estos tres tipos de aplicación al suelo, se utiliza el lodo como un recurso valioso para proporcionar ciertas características al suelo, como son, acondicionamiento que facilita la adherencia de nutrientes, incrementa la retención del agua, permite la penetración de la raíces y proporciona textura, con la cual se reduce la erosión y hace al suelo más manejable.

El lodo también reemplaza parcialmente a fertilizantes químicos, ya que los mayores constituyentes de éstos (nitrógeno, fósforo y pequeñas cantidades de potasio) son encontrados en el lodo.

La aplicación o disposición al suelo también es considerado como un sistema de tratamiento de lodos, ya que la desecación destruye patógenos y muchas sustancias tóxicas orgánicas.

La experiencia ha demostrado que la aplicación al suelo es una opción segura y efectiva del uso del lodo .

Materiales acondicionadores.

Para asegurar el rápido composteo aerobio, el lodo debe ser mezclado con un material acondicionador que proporcione la estructura, textura y porosidad necesarias para la aeración mecánica. El material acondicionador, generalmente orgánico, puede funcionar como una fuente de carbono que proporciona energía adicional para los microorganismos durante el composteo.

Las cantidades necesarias de material acondicionador están en función del contenido de humedad del lodo. Se requiere que el material acondicionador esté lo suficientemente seco para proporcionar la porosidad necesaria para el flujo de aire, una vez mezclado con el lodo y colocado en el sitio de composteo. Para un lodo desaguado con un 20% sólidos, la relación más efectiva de agente acondicionador-lodo se encuentra entre 1:1 y 4:1 en un volumen básico aparente. La mezcla debe ser porosa y no contener líquido libre.

Estos materiales deben también tener la suficiente capacidad de absorber humedad para producir la deshidratación del lodo. Muchos materiales considerados como desperdicios presentan las propiedades necesarias de un material acondicionador, tales como: aserrín, viruta, cascarilla de arroz, cascarilla de cacahuate y bagazo de caña.

Algunos materiales acondicionadores pueden ser reutilizables. Muchas veces algunos pueden llegar a formar parte de la composta. De esto depende el valor que pueda tener la composta en el mercado.

Proceso de composteo.

La secuencia de las operaciones en el proceso de composteo es la siguiente:

Mezclado.

El lodo y material acondicionador deben ser mezclados de manera que los terrones de lodo no sean más grandes de 7.5 cm de diámetro. Si son más grandes el rango de descomposición es bajo y no se alcanzan las temperaturas óptimas. Varias máquinas pueden ser usadas para realizar esta operación. Por ejemplo, un cargador frontal, rotatorias o equipo sofisticado pero resulta más costoso.

El lodo y el material acondicionador pueden mezclarse directamente en el área de composteo con un cargador frontal o en un sitio cercano al filtro prensa por medio de un mezclador estacionario.

Composteo.

Después del mezclado se realiza la operación de composteo. Durante este periodo, la mezcla es aerada y el proceso biológico descompone el lodo y genera altas temperaturas (mayores de 55.C) destruyendo los microorganismos patógenos. El oxígeno requerido para el proceso puede suministrarse por medios mecánicos o por aeración forzada.

Curado.

Después del proceso de composteo, la composta fresca se someterá a un proceso de curado o estabilización. Esta fase se caracteriza por bajas temperaturas, bajos consumos de oxígeno y poca producción de olor. En esta etapa de curado, la degradación y estabilización del producto continúa lentamente. Representa un seguro adicional en la degradación de tóxicos orgánicos y reducción de patógenos. Durante el curado, la composta debe almacenarse en un sitio cubierto para evitar que absorba humedad.

Secado y cribado.

Estas operaciones son opcionales y se realizan dependiendo de las características que se desean en el producto final. Si es necesario el cribado y la composta fresca presenta un exceso de humedad, la operación de secado debe realizarse antes del cribado. En caso de que la composta esté lo suficientemente seca para realizar un adecuado cribado (contenido de humedad por debajo del 35%), el secado no se realiza. Si es enviada al almacén, la composta debe tener un contenido de humedad del 15%

El cribado tiene como propósito la recuperación de una parte del material acondicionador para reciclarlo y proporcionar al producto características que favorezcan su comercialización. Si la composta fresca presenta las características deseadas y no es necesario recuperar material acondicionador, esta operación no se realiza.

Almacenamiento.

Durante esta etapa la composta continúa estabilizándose y no se presentarán problemas si la operación de composteo se realizó satisfactoriamente; y si su contenido de humedad sobrepasa el 15%, habrá un incremento en la temperatura de la composta.

Distribución.

El sistema de distribución depende de la localización y del tipo de mercado (viveros, reforestación, recuperación de suelos, etc.).

SISTEMA DE COMPOSTEO

DESCRIPCION DEL SISTEMA DE COMPOSTEO

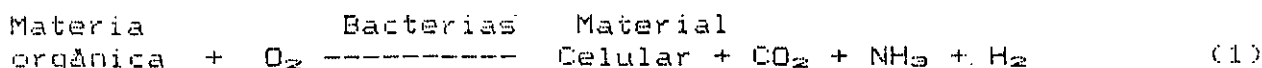
El sistema de composteo se define como la estabilización biológica de la materia orgánica bajo condiciones controladas. La estabilización ocurre en presencia de oxígeno; esto diferencia al composteo de otros procesos naturales que no se llevan a cabo bajo condiciones controladas, como son la putrefacción o fermentación.

Durante el composteo moléculas orgánicas complejas son descompuestas en componentes simples, esto a través de la actividad y crecimiento de las bacterias, actinomicetos y hongos; logrando así que los residuos orgánicos después del proceso aún se degraden pero en un grado muy bajo, siempre que la actividad microbiológica sea favorable. Durante el proceso los microorganismos utilizan una porción de carbono y nitrógeno para la síntesis de materiales celulares, de esta forma crecen y su actividad y los procesos mismos de su desarrollo (respiración) generan calor, teniendo como consecuencia un incremento en la temperatura; de esta forma un tipo particular de microorganismos llega a predominar, los llamados termofílicos. El rango óptimo de temperatura para estos microorganismos está entre 40 y 75.C.

La intensidad y duración de este calor interno produce la rápida destrucción de microorganismos patógenos. De esta forma los compuestos orgánicos productores del mal olor son rápidamente eliminados, asegurando la estabilidad del producto final. El composteo es un método que elimina la necesidad de digestores y otros procedimientos costosos.

Son parámetros determinantes en el proceso de composteo: el contenido de humedad, la temperatura, el pH, nutrientes y la concentración de oxígeno:

Fase 1: Alta reacción. Composteo.



Fase 2: Baja reacción. Curado.



En la Fig. 3 se puede observar un diagrama de flujo del sistema de composteo. Los dos componentes básicos del composteo son: lodo y material acondicionador.

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COMPOSTEO

HUMEDAD

La humedad óptima para el proceso de composteo se encuentra entre 40 y 60% (en peso), valores menores disminuyen la rapidez del proceso porque el agua es esencial para el crecimiento microbiano y por arriba del 60% hay disminución en el espacio disponible para la circulación del aire y pueden presentarse condiciones anaerobias reduciendo a su vez la temperatura y produciendo olores .

TEMPERATURA

La temperatura en el proceso de composteo es el principal indicador de qué tan bien está operando el proceso. La relación entre tiempo y temperatura proporciona un índice relativo a la destrucción de microorganismos patógenos. Por ejemplo, a una temperatura de 55.C durante 3 días consecutivos se puede asegurar la destrucción total de patógenos .

A medida que avanza el proceso, la temperatura se incrementa rápidamente y pasa de un rango mesofílico a uno termofílico, cuando alcanza los 40.C. La descomposición de materiales orgánicos es más rápida en un rango termofílico . Dentro de este rango termofílico las temperaturas óptimas se encuentran entre los 55 y 60.C .

El contenido de humedad, la tasa de aeración, la forma de la pila, las condiciones atmosféricas y el contenido de nutrientes, influyen en la distribución de la temperatura en el proceso de composteo .

pH

Las características químicas , tanto del lodo residual como del material acondicionador pueden causar efectos adversos en el proceso de composteo . Es recomendable, para la mezcla lodo-material acondicionador, un pH entre 6 y 8, de esta forma se asegura el crecimiento y actividad óptimos de los microorganismos responsables del proceso . Es por esto que las características químicas de los residuos son importantes para la sucesiva estabilización de estos por composteo.

NUTRIENTES

Esto se refiere a la relación C/N. La descomposición puede ser limitada por la cantidad de carbono (C), nitrógeno (N) o la relación (C/N). Para que el proceso de descomposición proceda rápidamente, la relación C/N deberá encontrarse entre 30:1 y 40:1 y la ideal dentro de este rango es de 35 (1). Con relaciones más bajas, habrá pérdida de N a través de la volatilización en forma de amoníaco y éste es posiblemente el nutriente simple más importante para las plantas. A su vez una elevada relación (50:1) limita el proceso de composteo porque el N no es suficiente para mantener la población microbiana. Como los residuos tienen una relación aproximada de alrededor de 10:1, para asegurar un efectivo composteo, debe ser incrementada a cerca de 30:1 mediante la adición de material acondicionador rico en carbono.

OXIGENO

Es necesario un suministro constante de oxígeno para asegurar las condiciones aerobias del proceso. Los niveles recomendables deben mantenerse en un rango de 5 a 15% en volumen. Un incremento de la concentración de oxígeno arriba del 15% resultará en una disminución de la temperatura. Una carencia de O_2 puede provocar condiciones anaerobias, con la consecuente generación de olores. Las condiciones aerobias son mantenidas por medio de inyección de aire a la pila de composteo en una determinada proporción y en algunas ocasiones éste aire se envía a una pequeña pila filtro de olor compuesta de composta curada y cribada, donde los olores son absorbidos.

SISTEMAS DE COMPOSTEO

CAMELLON

En este sistema la mezcla lodo-material acondicionador es colocada en pilas largas que son aeradas por volteo mecánico.

Las pilas deben aerarse diariamente en la primera etapa del proceso, cuando el sistema tiene una alta demanda de oxígeno, y posteriormente 3 veces por semana, de esta forma se asegura que todos los puntos de la pila queden expuestos a las altas temperaturas y eliminar así microorganismos patógenos.

La sección transversal de la pila, debe ser trapezoidal o triangular dependiendo del equipo usado para el volteo de la pila. Las dimensiones típicas de la pila son: 4.5 m de ancho y de 1-2 m de altura.

El composteo en camellón es afectado por factores climatológicos y por esta razón se dificulta su control.

Los periodos de composteo y curado para este método son de: 21 y 30 días respectivamente.

Este sistema se ha utilizado en Beltsville, Maryland, USA. Figura 4 .

PILA ESTÁTICA

Un sitio de composteo, cercano a la planta de tratamiento de aguas residuales, disminuye los costos por acarreo y transporte del lodo, material acondicionador y equipo y disminuye los requerimientos de mano de obra, logrando con esto una utilización más efectiva del espacio asignado para la operación de composteo.

El tamaño de la pila puede ser adaptado de acuerdo a las diferentes tasas de producción de lodo, de cada planta de tratamiento.

En este sistema de composteo el equipo de aeración consiste en una serie de tuberías perforadas, colocadas en la parte inferior de la pila, el aire se suministra por medio de un soplador. La tubería se cubre con una capa de material acondicionador, para suministrar una aeración uniforme. Sobre esta capa protectora se construye la pila, la cual se cubre con composta cribada o sin cribar, que sirve para aislar y ayudar a mantener la temperatura uniforme y conseguir una superficie impermeable, para prevenir que el lixiviado llegue a agua subterránea o al equipo. Ver figura 4 .

Temperaturas alcanzadas durante el composteo.

La descomposición microbiana de la fracción orgánica volátil del lodo en una atmósfera aerobia provoca un aumento en la temperatura de toda la pila a cerca de 60.C destruyendo de esta forma a organismos patógenos que pueden causar enfermedades. Las temperaturas en la pila se incrementan rápidamente al rango termifílico o más altas. Estas comienzan a bajar después, indicando que la microflora ha utilizado la mayoría de los materiales orgánicos biodegradables y que el lodo residual ha sido estabilizado y transformado en composta.

Aeración y fuente de oxígeno

Los ventiladores centrifugos con aspas axiales son generalmente los mecanismos más eficientes para desarrollar la presión necesaria para mover el aire a través de las pilas de composta y de las pilas filtro de olor. Una tasa de aeración de aproximadamente 3500 pies cúbicos (99 m³) por hora por tonelada de lodo (peso seco) puede mantener los niveles de oxígeno en la pila entre 5 y 15% para asegurar una rápida descomposición del lodo y aumentar la actividad termofílica. La difusión del aire se realiza por medio de una tubería de plástico, PVC o fierro, que se conecta al ventilador. Esta tubería puede caerse después de realizar el desmonte de la pila; en el caso de la tubería de fierro, ésta se puede retirar antes de desmontar la pila para reutilizar la tubería en montajes posteriores. Existe también la posibilidad de utilizar canales de aeración contruidos sobre la base pavimentada y cubiertos con placas perforadas para la difusión del aire.

En algunos casos la pila puede representar una fuente de olores. Estos olores se eliminan succionando el aire de la pila y enviandolo a pilas filtro de olor por medio de una tubería de plástico flexible.

Control de condensado y lixiviado.

El suministro de aire tiene como función el calentamiento y remoción de la humedad en la pila. Cerca de la base de ésta la temperatura es ligeramente más fría, como consecuencia de la pérdida de calor por el piso. Esto provoca la condensación del aire cuando éste alcanza a enfriarse humedeciendo la pila. Si el condensado es bastante, drenará de la pila, lixiviando algo del lodo, si no drena se puede acumular y bloquear el flujo de aire. Si el material acondicionador está seco al momento del mezclado no habrá lixiviado. Este puede representar una fuente de olor si contiene lodo.

la mezcla lodo/ material acondicionador debe tener contenidos de humedad entre un 50 y 65%, una relación C/N en un rango de 20:1 a 30:1 y un pH entre 5 y 8.

Hay dos tipos básicos de sistemas en reactor: el estático y el dinámico. En sistemas dinámicos, el lodo y material acondicionador son remezclados físicamente durante la aeración. En sistemas estáticos, los materiales no se remezclan. Los sistemas estáticos pueden ser reactores cilíndricos, rectangulares o en túnel y los sistemas dinámicos consisten en tanques rectangulares o reactores circulares.

El reactor cilíndrico o tipo silo es probablemente el más antiguo. En un sistema típico, el lodo, composta reciclada y el material acondicionador son mezclados y alimentados al reactor de manera que la mezcla fresca es distribuida dentro del reactor en capas sucesivas. El material es aerado por medio de una tubería perforada que inyecta aire al reactor. Los gases son tratados antes de su eliminación a la atmósfera. El material es sacado del reactor por medio de un dispositivo rotatorio.

El sistema incluye varios procesos de control. Las temperaturas en el reactor son medidas en diferentes puntos y el oxígeno y contenido de dióxido de carbono del gas deben ser monitoreados continuamente. El flujo de aire es ajustado por un microprocesador basado en el análisis de los datos de salida del gas.

Un sistema de composteo completo comprende un área para el mezclado, uno o más reactores en donde se lleva a cabo el composteo y reactores de curado.

Equipo complementario incluye, mezcladores, controles y equipo para el manejo de materiales.

la mezcla lodo/ material acondicionador debe tener contenidos de humedad entre un 50 y 65%, una relación C/N en un rango de 20:1 a 30:1 y un pH entre 5 y 8.

Hay dos tipos básicos de sistemas en reactor: el estático y el dinámico. En sistemas dinámicos, el lodo y material acondicionador son remezclados físicamente durante la aeración. En sistemas estáticos, los materiales no se remezclan. Los sistemas estáticos pueden ser reactores cilíndricos, rectangulares o en túnel y los sistemas dinámicos consisten en tanques rectangulares o reactores circulares.

El reactor cilíndrico o tipo silo es probablemente el más antiguo. En un sistema típico, el lodo, composta reciclada y el material acondicionador son mezclados y alimentados al reactor de manera que la mezcla fresca es distribuida dentro del reactor en capas sucesivas. El material es aerado por medio de una tubería perforada que inyecta aire al reactor. Los gases son tratados antes de su eliminación a la atmósfera. El material es sacado del reactor por medio de un dispositivo rotatorio.

El sistema incluye varios procesos de control. Las temperaturas en el reactor son medidas en diferentes puntos y el oxígeno y contenido de dióxido de carbono del gas deben ser monitoreados continuamente. El flujo de aire es ajustado por un microprocesador basado en el análisis de los datos de salida del gas.

Un sistema de composteo completo comprende un área para el mezclado, uno o más reactores en donde se lleva a cabo el composteo y reactores de curado.

Equipo complementario incluye, mezcladores, controles y equipo para el manejo de materiales.

Operaciones de monitoreo

El proceso de composteo en pila estática es relativamente insensible a los cambios en las condiciones de operación y materiales. sin embargo, para llevar a cabo una operación económica, producir un producto de calidad adecuada y la reducción de contaminantes, es necesario el control y monitoreo de los parámetros de operación.

La temperatura y la concentración de oxígeno deben monitorearse continuamente. Se deben realizar determinaciones periódicas de las concentraciones de sólidos totales y sólidos volátiles .

PILA AERADA EXTENDIDA.

Otra versión de la pila aerada es la pila extendida. La producción de lodo de cada día se mezcla con el material acondicionador y se añade a un lado de las producciones anteriores, de esta manera se forma una pila continua. Para construir una pila extendida, la producción del primer día se coloca en una pila individual con sección transversal triangular pero sólo un lado y los extremos se cubren con composta cribada. El lado restante se espolveado con 2.5 cm de composta cribada para el control de olor. El segundo día, la tubería de aeración se coloca en la superficie de la cama paralelamente al lado polveado, se coloca una capa de material acondicionador y la mezcla lodo-material acondicionador se instala de manera que forma una pila extendida con una sección transversal trapezoidal. De igual forma, la cima y los bordes se cubren con composta cribada y el lado restante con polvo de composta. Después de completar 7 secciones en forma secuencial, se deja el espacio suficiente para operación del equipo de acarreo.

Los periodos de composteo y curado para los métodos de pila estática y pila aerada aerada son de: 21 y 30 días respectivamente.

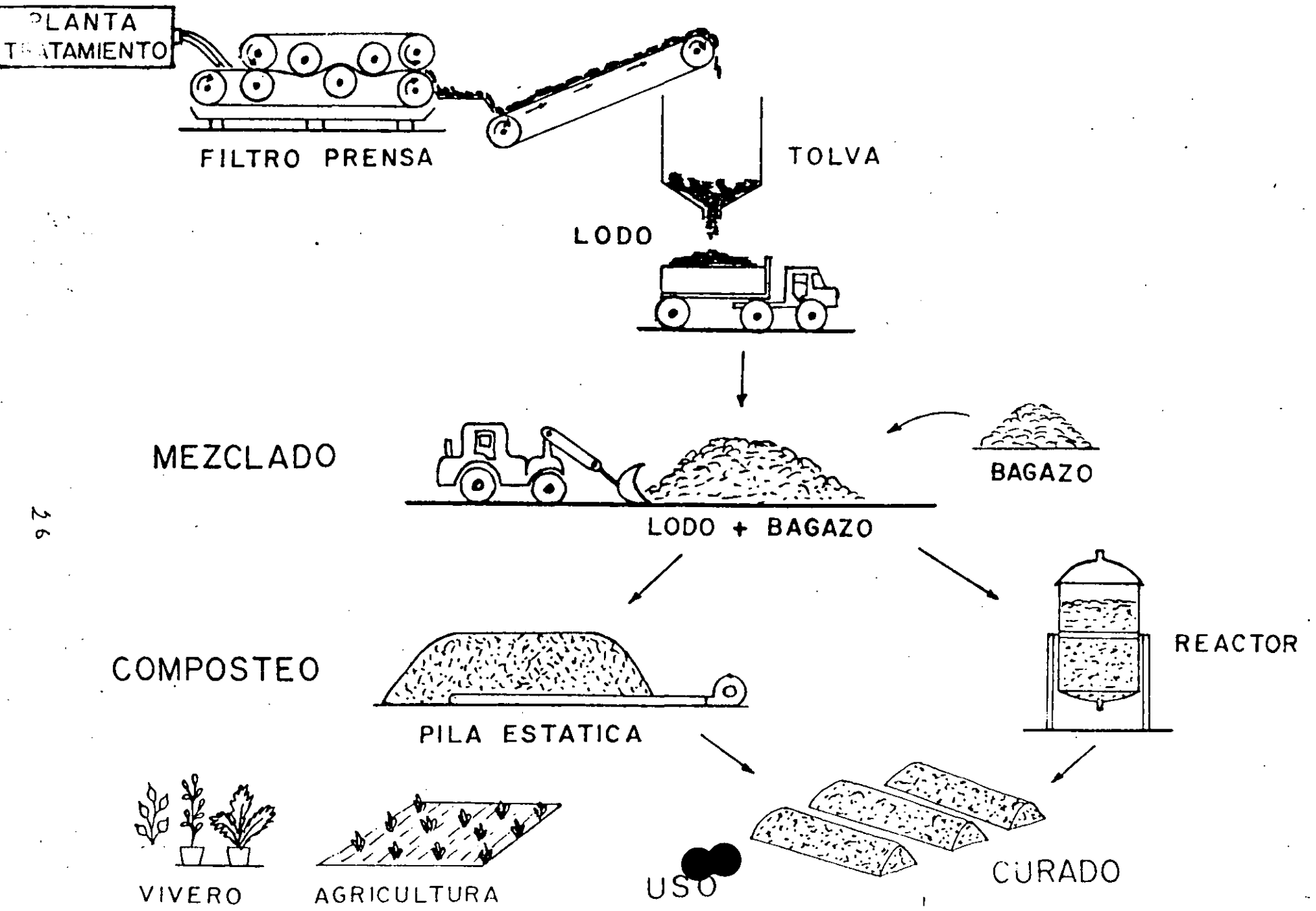
REACTOR

En un sistema típico el lodo residual y el material acondicionador son mezclados y después transportados al reactor. Después de 14 días de tiempo de retención, la composta es curada en otro reactor por aproximadamente 20 días, durante los cuales el composteo continua a una velocidad más baja.

Muchos de los parámetros del proceso de composteo en reactor son similares a los de procesos tales como el de pila estática. El lodo debe contener aproximadamente un 25% de sólidos totales y

FIG. No. 2

COMPOSTEO DE LODOS RESIDUALES



26

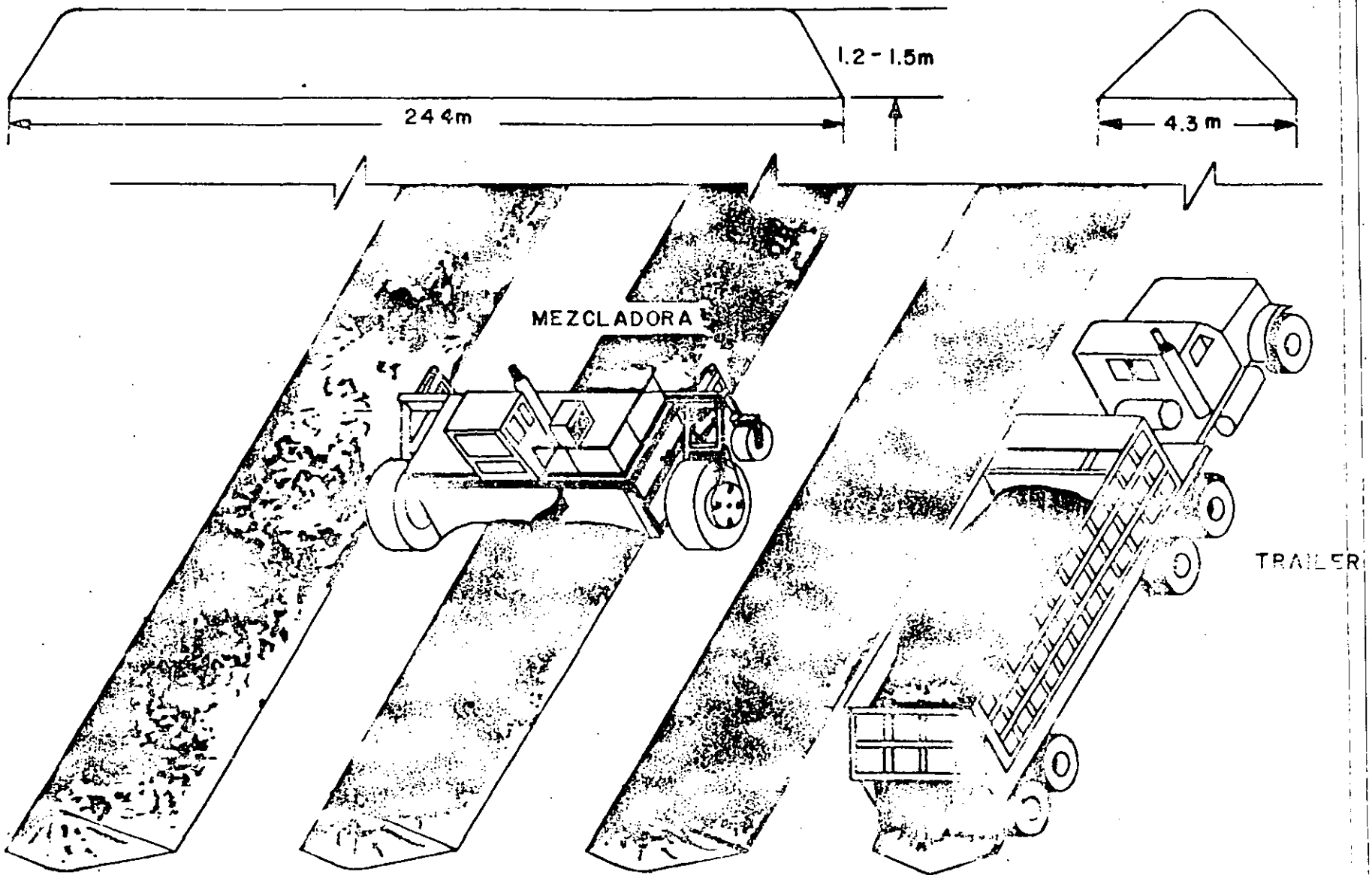
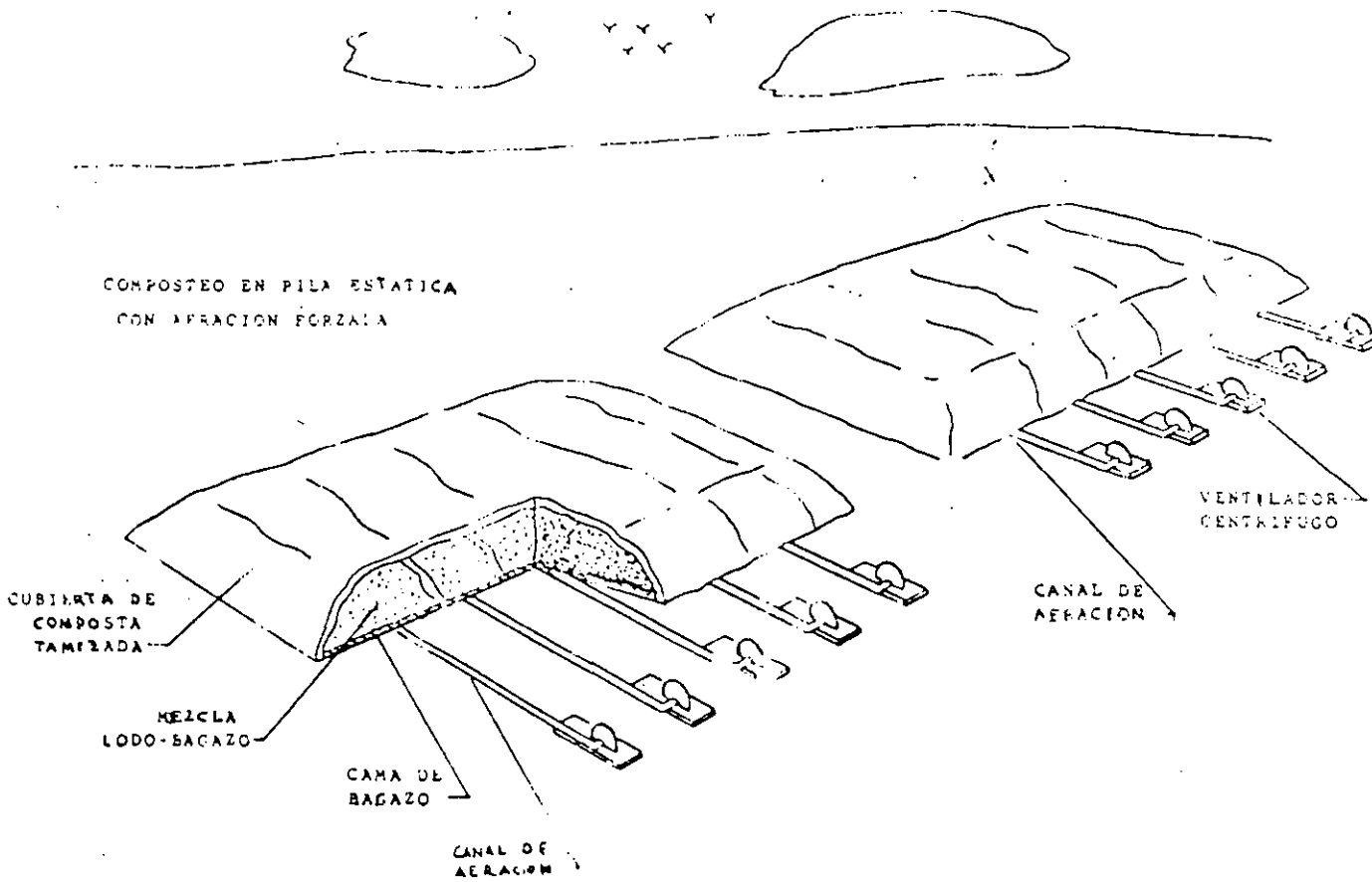


FIG. No. 3



- DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE LA PILA ESTÁTICA EXTENDIDA QUE MUESTRA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PILA Y EL ARREGLO DE LOS CANALES DE AERACIÓN.

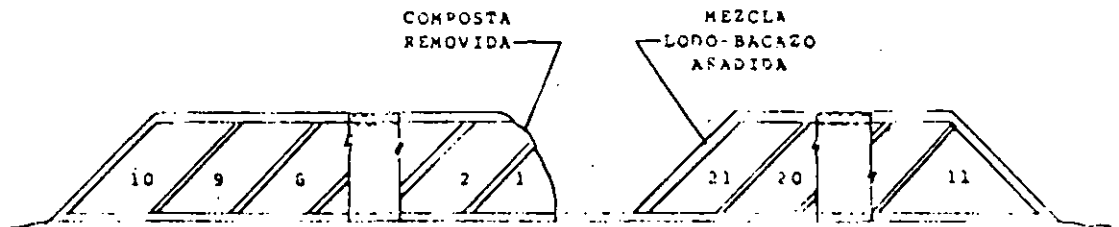


FIG. No. 4

- SECCION TRANSVERSAL DE UNA PILA EXTENDIDA QUE MUESTRA UNA SECUENCIA TÍPICA DE LA ADICIÓN DE MEZCLA LODO-BAGAJO A LA PILA. LOS NÚMEROS INDICAN EL ORDEN DE LA ADICIÓN DE LA MEZCLA.

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE LA INDUSTRIA.

GENEREALIDADES

La generación de agua residual en la mayoría de los procesos industriales, comercio y servicios, es inevitable. Con el fin de disminuir el constante deterioro al ambiente en años recientes se han publicado leyes y reglamentos en materia de control ambiental. Como resultado de este control, el manejo y tratamiento del agua residual se ha incrementado en forma significativa.

Las decisiones que se tomen acerca del manejo del agua residual tiene un impacto directo sobre los gastos de operación, que finalmente repercuten en los costos del producto final o servicio. La decisión de mantener las instalaciones de una planta productiva o construir otra y/o la investigación de nuevos procesos de producción, tienen un efecto directo sobre el manejo del agua residual, por lo tanto es imperativo que las industrias desarrollen e implanten planes para controlar sus residuos, los cuales deben estar dentro de los costos de producción.

La selección de la mayoría de las alternativas para el manejo del agua residual, están influenciadas, entre otras variables, por las leyes y reglamentos, tanto federales, estatales y municipales, así como por la tecnología y economía. Respecto a la reglamentación en materia de agua la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología ha publicado las Normas Técnicas Ecológicas, que establecen los límites máximos permisibles y el procedimiento para la determinación de contaminantes en las descargas de agua residual en cuerpos receptores, de agua provenientes de las siguientes industrias:

Centrales termoeléctricas convencionales (NTE-CCA-001/88).

Industrias productoras de caña de azúcar (NTE-CCA-002/88).

Industria de refinación de petróleo crudo, sus derivados y petroquímica básica (NTE-CCA-003/88).

Industria de fabricación de fertilizantes, excepto las que produzcan ácido fosfórico como producto intermedio (NTE-CCA-004/88)

Industrias de productos plásticos y polímeros sintéticos (NTE-CCA-005/88).

Industria de fabricación de harinas (NTE-CCA-006/88).

Industria de la cerveza y de la malta (NTE-CCA-007/88).

Industria de fabricación de asbestos y de construcción (NTE-CCA-008/88).

Industria elaboradora de leche y sus derivados (NTE-CCA-009/88).

Industria de manufactura de vidrio plano (NTE-CCA-010/88).

Industria de productos de vidrio prensado y soplado (NTE-CCA-011/88).

Industria de fabricación de caucho sintético, llantas y cámaras (NTE-CCA-012/88).

Industria del hierro y del acero (NTE-CCA-013/88).

Industria textil (NTE-CCA-014/88).

Industria de la celulosa y el papel (NTE-CCA-015/88).

Industria de bebidas gaseosas (NTE-CCA-016/88).

Industria de acabados metálicos (NTE-CCA-017/88).

Industria de laminación extrusión y estiraje de cobre y sus aleaciones (NTE-CCA-018/88).

Industria de impregnación de productos de aserradero (NTE-CCA-019/88).

Industria de asbestos textiles, materiales de fricción y selladores (NTE-CCA-020/88).

Industria del curtido y acabado en pieles (NTE-CCA-021/88).

Industria de matanza de animales y empaçado de cárnicos (NTE-CCA-022/88).

Industria de envasado de conservas alimenticias (NTE-CCA-023/88).

Industria elaboradora de papel a partir de celulosa virgen (NTE-CCA-024/88).

Industria elaboradora de papel a partir de fibra celulósica reciclada (NTE-CCA-025/88).

En el anexo No. 1 se presenta la Norma Técnica Ecológica NTE-CCA-022/88)

Por otra parte la Comisión Nacional del Agua publicó en el año de 1991 la ley federal en derechos en materia de agua, que en su capítulo XIV artículo 276 establece que están obligados a pagar el derecho por uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales, las personas físicas o morales que descarguen en forma permanente, intermitente o fortuita aguas residuales por arriba de las concentraciones permisibles conforme a la normatividad vigente en rios, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y

demás depósitos o corrientes de agua, así como los que descarguen aguas residuales en los suelos o las infiltren en terrenos que sean bienes nacionales. Anexo No. 1 copia de este capítulo.

ALTERNATIVAS PARA EL MANEJO DEL AGUA RESIDUAL.

Las alternativas que generalmente se presentan, para el manejo del agua residual, ya sea en industrias o procesos ya establecidas o en proyecto, se presentan en la fig. No. 1.

El propósito de las siguientes notas es el de describir algunas de las consideraciones técnicas y económicas, que como punto de partida pueden tomarse en cuenta al evaluar y aplicar las estrategias para el manejo del agua residual generada en la industria, tomando como base las alternativas presentadas en la fig. No. 1. Se comentarán dos puntos principalmente el control del agua residual en la misma industria y las principales procesos para un pretratamiento. Debido a la extensión de los temas que se tratan algunos de estos solo se comentan, sin entrar a detalles de cálculos y diseño.

ESTUDIOS EN PLANTA

La primera etapa de un análisis comprensivo, tanto técnico como económico, es establecer una exacta base de datos. Para determinar las cantidades de residuos, fuentes, variaciones y relativa distribución, es necesario realizar un estudio en planta. Este estudio debe incluir mediciones de flujo y monitoreo, de cada una de las corrientes contaminantes, así como de la descarga total. Los resultados del estudio servirán para desarrollar las alternativas en los sistemas del manejo del agua residual y evaluar su factibilidad.

Para iniciar este estudio es necesario en diagrama exacto de la planta industrial, este deberá mostrar la localización de los procesos, suministro y distribución, transporte y tratamientos del agua residual.

En los casos donde no exista un constante monitoreo y medición de flujo, se debe implementar un plan para realizar aforos y análisis de muestras compuestas proporcionales al flujo. (el anexo No. 3 presenta estas técnicas). El periodo y frecuencia del monitoreo a las descargas estará en función del o de los procesos de la industria en particular..

Las determinaciones analíticas a realizarse, de las muestras depende de los constituyentes que contenga el agua y de las alternativas de disposición y tratamiento a ser evaluadas.

Las técnicas para la medición del flujo, igualmente dependerá de la localización de la corriente y de la precisión con que se requiera. En drenajes y canales el flujo puede determinarse mediante la instalación de vertedores o por el método de sección pendiente o velocidad. (anexo No. 2 métodos de aforo). En tuberías que trabajan a presión se pueden instalar medidores automáticos o el flujo puede estimarse por el tiempo que trabaja el equipo de bombeo. Para verificar el flujo de agua residual obtenido en campo se debe hacer un balance entre el agua suministrada, la usada en el proceso y las pérdidas.

Utilizando el diagrama de la planta y una vez que los flujos se han calculado y los análisis se han realizado, se hace un balance de flujos y cargas. El grado de complejidad de este estudio dependerá del tamaño y complejidad de la industria, pero los conceptos básicos para llevar a cabo este estudio serán los mismos.

CONTROLES EN LA PLANTA INDUSTRIAL.

Una vez que se han identificado las fuentes, flujos y cargas dentro de las instalaciones industriales, el primer esfuerzo para reducir la contaminación se debe dirigir al control en la misma industria. El control en la industria consiste en:

- una reducción de residuos líquidos.
- conservación y reciclaje y
- modificaciones al proceso.

Generalmente el control de residuos en la planta es menos costoso que instalar y operar un sistema de pretratamiento o tratamiento. Un segundo beneficio incluye la conservación de energía, agua y químicos, a través de operaciones más eficientes. Por otra parte la instalación de procesos para reducir la generación de residuos, han resultado ser procesos en los que se puede recobrar y/o reutilizar subproductos. Sin embargo este control puede estar limitado por ciertos requerimientos legales o procesos obligados.

Reducción de residuos. Un programa efectivo de reducción de residuos se basa en los resultados del estudio de la planta industrial o de producción, el cual debe incluir una lista completa de las principales materias primas, procesos químicos y sustancias auxiliares, tales como combustibles y lubricantes. se debe realizar un balance de materiales que entran y salen de cada uno de los departamentos o áreas de producción o procesos. Algunas actividades específicas para la reducción de residuos incluyen:

- Balance de materiales.
- Control de nuevos y mejores procesos.
- Procedimientos más efectivos de limpieza y mantenimiento.

- Efectivo programa de mantenimiento preventivo y
- Recuperación de sub-productos.

Los procedimientos deficientes de mantenimiento y limpieza, en un gran número de industrias, es una de las mayores fuentes de generación de contaminantes. El derrame de productos debe evitarse, cuando esto ocurre el residuo debe manejarse de tal manera que se minimice la contribución de carga al efluente de la planta. El problema con un mal programa de mantenimiento puede llevar a un mal funcionamiento del equipo y como consecuencia a derrames o escapes de tuberías y válvulas. Por lo tanto es importante que todo el personal esté debidamente instruido sobre los beneficios que representa un correcto programa de mantenimiento preventivo, para reducir la carga de contaminantes en el efluente.

Conservación y reciclaje del agua. Este consiste en disminuir el uso de agua potable o de suministro y maximizar el reuso del agua residual dentro de la planta. El efecto de la conservación y reciclaje se verá reflejado en la reducción de volumen de agua residual y en la concentración de cargas de contaminantes.

Cada proceso debe estudiarse para determinar los requerimientos mínimos de agua y la posibilidad de sustituir esta por agua tratada. Los requerimientos de calidad del agua, para la mayoría de los procesos industriales definirán la factibilidad de reusar el agua. Sin embargo en la industria donde se usa el agua para lavado, enjuagado o enfriamiento se puede implementar un sistema de reciclaje para reducir el uso de agua limpia. Algunas recomendaciones muy generales para la conservación o reciclaje de agua son:

- Métodos de limpieza en seco.
- Instalar medidores de agua en cada departamento o proceso para controlar el uso.
- Instalación de válvulas automáticas en las líneas, para cerrar el flujo cuando esta no se utiliza.
- Controles de presión en las mangueras.
- Minimizar las pérdidas de calor en los intercambiadores de calor para usar menos agua de enfriamiento.
- Separar las líneas de agua fría y caliente.
- En los programas regulares de mantenimiento preventivo incluir estudios de fugas y derrames.
- Limpieza con sistemas de alta presión.

Modificaciones al proceso. Aunque, generalmente las modificaciones de estos es mucho más costoso que simples cambios en las operaciones, pueden ser muy efectivos para controlar la generación de cargas contaminantes. Las modificaciones en procesos pueden consistir en cambios en un proceso individual y en ocasiones a todo un departamento. El costo-beneficio de tales modificaciones dependerá de la relativa reducción de contaminantes. En el diseño de nuevas plantas, cada proceso debe evaluarse para hacer un uso más eficiente del agua y minimizar la generación de contaminantes.

ALTERNATIVAS DE PRETRATAMIENTO

En la mayoría de los casos las operaciones de pretratamiento forman parte o son el tratamiento total del agua residual. Sin embargo en este caso mencionaremos los procesos como parte de un pretratamiento.

El pretratamiento puede definirse como una operación o serie de operaciones que cambian las características de un agua residual, para hacer esta más aceptable para un tratamiento subsecuente o para su disposición final. El pretratamiento se utiliza después de que se han implantando todos los posibles controles en la industria. Los tres principales procesos de pretratamiento se pueden clasificar como físicos, químicos y biológicos.

Procesos físicos: Los procesos físicos, generalmente utilizados en el pretratamiento de residuos industriales, comprenden la homogenización del efluente total o de determinadas corrientes y la separación de ciertos constituyentes mediante la aeración, cribado, desarenadores, sedimentación y flotación. Operaciones físicas más avanzadas tales como la filtración, adsorción, diálisis y extracción de solventes, generalmente se utilizan para un tratamiento completo y no en un pretratamiento.

La homogenización de flujos, generalmente se usa como una etapa previa al tratamiento, principalmente en industrias donde las fluctuaciones de flujo y carga de contaminantes son variables. El diseño de un sistema capaz de tratar estas fluctuaciones es técnicamente más complicado y costoso. Un sistema de homogenización amortigua tales fluctuaciones y permite enviar un flujo y carga más uniforme a las unidades posteriores, de esta manera se reduce la complejidad del diseño, el tamaño y costos.

El propósito de la separación es el de remover materia en suspensión o flotante del agua residual. Existen varios tipos de rejillas para remover sólidos gruesos. Los tanques de sedimentación, con o sin la adición de químicos, es otro sistema para remover sólidos en suspensión. Estos sistemas de sedimentación pueden

variar desde simples tanques a unidades rectangulares o circulares con remoción mecánica de lodos y natas. El anexo No. 4 y 5 presenta algunas consideraciones sobre estos sistemas.

Otro método para la separación de sólidos es la flotación con gas o aire. Materia flotante como la grasa y aceite puede separarse mediante baffles o mamparas y removerse en forma manual o mecánica. Frecuentemente estos sistemas remueven al mismo tiempo sólidos sedimentables.

Procesos químicos. Existen dos procesos químicos principalmente utilizados en el pretratamiento de residuos industriales, estos son la neutralización y la oxidación. Procesos químicos tales como la coagulación - sedimentación e intercambio iónico, en ocasiones se utilizan para disminuir o eliminar la concentración de metales pesados.

Respecto al pH, generalmente se requiere ajustar a un rango de 6 a 9, esto con el fin de evitar daños a los sistemas de colección e instalaciones y equipos en la planta de tratamiento. El grado de neutralización dependerá del volumen y concentración del residuo y de la capacidad de amortiguamiento del agua con que se mezcle, dentro de la industria o fuera de ella.

El propósito de la oxidación aplicada al tratamiento de residuos industriales es muy variada, algunas aplicaciones son:

- Para reducir carga orgánica.

-Para remover olores o prevenir la generación de estos.

Para mejorar la remoción de grasa en unidades de flotación y sedimentación.

Para oxidar componentes específicos, tales como cianuros. Entre los oxidantes más utilizados se encuentran el oxígeno, aire, cloro, peróxido de hidrógeno y, ozono. Otros agentes oxidantes tales como el permanganato de potasio se usan en casos específicos.

Procesos biológicos: Un proceso con tratamiento biológico se diseña principalmente para reducir carga orgánica. De las principales ventajas de estos sistemas es que no requieren de químicos para llevar a cabo el tratamiento, sin embargo si requieren de personal capacitado para operar en forma adecuada un proceso biológico.

Los procesos biológicos aerobios más comunes incluyen: Filtros biológicos, lodos activados, biodiscos y lagunas. De los anaerobios se pueden mencionar los digestores, digestores empacados, reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA). De estos procesos, en la República mexicana, existen más instalaciones de

sistemas de lodos activados que de otros procesos, por lo que el en anexo No. 6 se presenta una breve descripción del tratamiento secundario por lodos activados.

Debido a la relativa sensibilidad de los sistemas de tratamiento biológico, en muchos casos el agua residual industrial requiere un tratamiento previo para reducir o eliminar compuestos que puedan inhibir la actividad de los microorganismos. La tabla No.1 presenta una relación de los valores máximos de compuestos y elementos que tienen efectos inhibitorios en un proceso de lodos activados.

Tabla No. 1 valores límites que pueden causar efectos inhibitorios en un proceso de lodos activados. ref. (2), y ref. (3).

Contaminante	Ref. (1).	Ref. (2).
Aluminio	---	15-26
Amoniaco	---	480.0
Arsénico	0.1	0.1
Bencidina	500.0	---
Benzeno	100-500	---
Boro	---	0.05-100
Cadmio	1-10	10-100
Calcio	---	2500.0
Cianuros	0.1-5	0.1-5
Cinc	0.3-5	0.08-10
2 Clorofenol	20-200	---
Cobre	1.0	1.0
Cromo +3	15-50	50.0
Cromo +6	1-10	1-10
2-4 Diclorofenol	64	---
2-4 Dimetritfenol	40-200	---
Etilbenzeno	200	---
Fenol	50-200	200
Mercurio	0.1-1.0	0.1-5.0
Naptaleno	500	---
Niquel	1-2.5	1-2.5
Nitrobenceno	30-500	---
Pentaclorofenol	50	---
Plata	0.25-5.0	5.0
Plomo	0.1-5.0	0.1
Tolueno	200	---

Ref. (2) Richard M. Anthony, Lawrence H Breimhurst. "Determining maximum influent concentration of priority pollutants for treatment plants"; Journal Water Pollution Control Federation, Vol. 53, Number 10, oct. 1981.

Ref. (3) Water pollution Control Federation " Wastewater Treatment Plant Design", Manual of practice No. 8, 1977.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**
XXV Curso Intensivo Sobre:

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES, INDUSTRIALES
Y REUSOS.**

LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE AGUAS RESIDUALES

DR. JORGE AGUIRRE MARTINEZ
Prof. División de Estudios de
Posgrado - Facultad de Ingeniería
U N A M .

Abril de 1994.

LAGUNAS DE ESTABILIZACION

I. INTRODUCCION

Frecuentemente, se dice que las lagunas de estabilización son el sistema de tratamiento de los pobres, porque se piensa que basta con abrir un hueco en el suelo llenarlo de agua residual y solitas se depuran después de permanecer estancadas durante un tiempo razonablemente largo. A pesar de que es cierto que normalmente las lagunas son los sistemas más económicos para el tratamiento de los desechos líquidos generados en las diversas actividades humanas, éstas requieren de un diseño con bases científicas, así como de construcción y operación adecuada.

A. Antecedentes Históricos

Aunque las lagunas datan desde hace muchos siglos, utilizada para la disposición de los desechos de viviendas y animales en zonas rurales, no fue sino hasta principios de siglo, cuando la ciudad de San Antonio, Texas tuvo la necesidad de disponer de las aguas negras de una zona importante de su vigoroso crecimiento urbano. Se escogió una depresión honda del terreno (275 ha), como depósito temporal hasta encontrar una solución permanente. Al notar la capacidad de depuración de la depresión, la práctica se extendió rápidamente a toda la unión americana. Las experiencias obtenidas en las distintas zonas climáticas de los EUA permitieron elaborar criterios empíricos de diseño, con el objeto de maximizar la eficiencia de estos sistemas y minimizar los problemas de malos olores a la población cercana.

Parece ser que el primer uso de un sistema de lagunas, especialmente diseñadas para el tratamiento de aguas residuales fue en Dakota del Norte, EUA. Después de un período de estudios de campo en 1940 - 1950, se inició la elaboración de criterios racionales para el diseño de lagunas. En 1962 ya había 1647 lagunas de estabilización en los EUA para el tratamiento de aguas negras y probablemente un número igual para el tratamiento de aguas residuales industriales y agrícolas. El uso de lagunas se extendió a Europa, Australia, Nueva Zelanda, Africa del Sur, la India, Israel, Brasil y Canadá (Gloyne, 1971).

Durante las dos últimas décadas, de los años de 1970 a la fecha, han aparecido numerosas recomendaciones de diseño, tanto en lo EUA como América del Sur. Estas han sido en base a normas de carga orgánica y tiempo de retención; por ejemplo, algunos estados del suroeste de los EUA recomiendan una carga máxima de DBO-5 de 56 kg/ha por día, hasta que se cuente con mayor experiencia para distintos tipos de desechos y sitios geográficos.

Investigación básica y aplicada también ha crecido rápidamente en los últimos años. El diseño de lagunas basado en experiencias de laboratorio y campo se han ido aproximando cada vez más. Es la opinión de un número cada vez mayor de ingenieros que las lagunas de estabilización han sufrido suficiente estudio y desarrollo, para ser consideradas uno de los principales tipos de tratamiento de aguas residuales.

B. Aplicabilidad

Es difícil clasificar las lagunas por tipo de desecho que reciben, tamaño, forma, modo de operación y objetivos del tratamiento; sin embargo, a continuación se presentan algunas aplicaciones típicas de lagunas de estabilización.

Si la principal consideración es la reducción de DBO, normalmente se utiliza una combinación de lagunas anaerobias y facultativas o facultativas independientes. En cambio, cuando es necesario reducir el número de organismos patógenos, las lagunas conectadas en serie dan los mejores resultados. Un sistema conectado en serie puede incluir lagunas anaerobias, facultativas y de maduración o de las últimas dos únicamente.

El esquema y forma de operar dependerán de los objetivos y grado de flexibilidad requerida del sistema. Un diseño en serie se usa generalmente donde la carga orgánica es grande y se desea reducir la cuenta de coliformes. Los sistemas en paralelo se aplican cuando se necesita tener mucha flexibilidad en la operación. Los desechos con grandes cantidades de sólidos y sustancias tóxicas o color necesitan un tratamiento especial. Los desechos industriales, en contraste a las aguas residuales domésticas, requieren un tratamiento individual, para cada caso.

Los procesos biológicos se controlan principalmente mediante el tiempo de retención y la temperatura, y para tener una operación ideal, es deseable que los gastos de entrada y salida sean iguales. Aunque diferencias en los gastos no destruyen el sistema, percolación y evaporación excesivas pueden ejercer una influencia muy marcada sobre un sistema de lagunas de estabilización. La laguna de maduración se ha vuelto una parte integral de los sistemas de tratamiento por lagunas en varias partes del mundo, ya que el efluente de estas lagunas es comparable con los resultados obtenidos de la cloración de efluentes de filtros de arena.

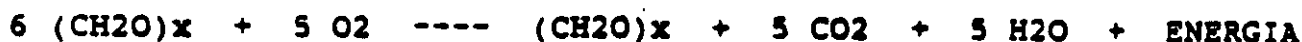
El uso de lagunas de estabilización ha proliferado en todo el mundo, para recibir el efluente de unidades de tratamiento biológico sobrecargadas. Este tipo de lagunas se diseñan para mejorar el efluente de plantas de lodos activados, filtros biológicos, lagunas anaerobias y facultativas, etc. Normalmente el objetivo es el de preparar el agua para ser reutilizada disminuyendo la DBO.

II. CRITERIOS DE DISEÑO

Se ha logrado progresar bastante en el diseño de lagunas de estabilización desde los primeros intentos en los años de 1950. Existen tres principales métodos elaborados por Gloyna (1969), Oswald (1960) y Marais (1966).

La remoción de materia orgánica de las aguas residuales es el resultado de dos mecanismos operativos en las lagunas de estabilización. El primer proceso es el de sedimentación y precipitación (Porges, 1963) de sólidos sedimentables, sólidos suspendidos, y hasta partículas coloidales, por la acción de sales ligeramente solubles en un ambiente de pH cambiante. El segundo proceso involucra la combinación de transformaciones biológicas causantes de la oxidación y reducción de desechos orgánicos que entran a la laguna. Las cuatro principales reacciones biológicas que se llevan a cabo en una laguna han sido descritas por Oswald (1968) y Gloyna (1969):

- 1) la oxidación aerobia de materia orgánica carbonosa a lodo bacteriano, bióxido de carbono y agua,



- 2) la formación de ácidos orgánicos de la conversión anaerobia de carbohidratos a células bacterianas y otros compuestos relacionados,



- 3) la fermentación a metano de los ácidos orgánicos y bióxido de carbono,



- 4) y la conversión fotosintética del bióxido de carbono a compuestos orgánicos y oxígeno libre por la luz solar,



Estas cuatro transformaciones biológicas representan la reacciones fundamentales que se llevan a cabo en la mayoría de los procesos biológicos empleados en la degradación de la materia contaminante presente en las aguas residuales. Un entendimiento de como son afectadas por factores ambientales ayudará en el diseño y construcción de lagunas de estabilización. El diseño de lagunas de estabilización se ha enfocado a propiciar las condiciones que permiten el desarrollo de alguna o algunas de las reacciones mencionadas arriba. Así se pueden definir cuatro principales categorías de lagunas (Marais, 1966):

Lagunas de Estabilización

- 1) lagunas anaerobias donde las principales reacciones son la producción de ácidos orgánicos y la fermentación de metano;
- 2) lagunas facultativas donde la estratificación permite el predominio de reacciones anaerobias en la zona inferior y oxidación aerobia, en conjunción con la fotosíntesis, en la parte superior;
- 3) lagunas de maduración, que son similares a las lagunas facultativas, con la excepción de que normalmente reciben el efluente de ellas y se usan exclusivamente para la reducción de organismos patógenos; y
- 4) lagunas aerobias de alta tasa, que normalmente están en condiciones aerobias en toda su profundidad y son utilizadas principalmente para obtener un rendimiento máximo de algas, con la intención de cosecharlas del efluente.

A. Lagunas de Estabilización Anaerobias

La teoría operacional y los mecanismos de las lagunas de estabilización anaerobia son muy similares a los del proceso de contacto anaerobio. La fermentación anaerobia es un proceso de dos etapas, que es sensible a las condiciones ambientales. La fermentación es el resultado de la acción de dos diferentes tipos de bacterias, las formadoras de ácidos y las productoras de metano. Durante la etapa de formación de ácidos, grupos heterogéneos de bacterias anaerobias y facultativas convierten la materia orgánica compleja (proteínas, carbohidratos y lípidos) en ácidos orgánicos mediante hidrólisis y fermentación. Finalmente, las bacterias del metano transforman estos productos intermedios a metano, amoníaco, bióxido de carbono, hidrógeno, agua y materia celular nueva. La fermentación ácida resulta en poca o nada de reducción de DQO y sólo en la segunda etapa es que hay remoción de materia orgánica oxidable. La cantidad removida está en proporción directa a la cantidad de metano producido (Foree y McCarty, 1968).

Las condiciones físicas y ambientales tienen que favorecer el desarrollo de una población sana de bacterias formadoras de metano, para que la laguna anaerobia pueda funcionar adecuadamente. Los principales factores que afectan el crecimiento de las bacterias formadoras de metano son los siguientes: temperatura, pH, tiempo de retención y tasa de carga orgánica. La acumulación de lodo también es una consideración importante de la ecología de la laguna, que se presenta esquemáticamente en la Figura N° 1.

A.1 Temperatura y pH. La fermentación del metano es muy sensible a la temperatura, habiéndose observado que un aumento de 5°C en la temperatura puede resultar en una producción siete veces mayor.

de gases evolucionados de la capa anaerobia de lodos (Oswald, 1964). Se determinó que la cantidad de gases producidos es proporcional a la temperatura (Oswald, 1970):

$$G \text{ (pies cúbicos/acre)} = 450 (T - 15)$$

La fermentación del metano puede llegar a eliminar de 60 kg DBO-5/ha/d a 16°C hasta 1200 kg DBO-5/ha/d a 35°C.

A.2 Profundidad y Tiempo de Retención. Las lagunas anaerobias varían considerablemente en tamaño y tiempo de retención. Se han logrado eficiencias hasta del 70% de remoción de DBO-5 en lagunas anaerobias con una profundidad de 1.2 metros (Cooper et al, 1965) y tiempos de retención de tan sólo un día (Parker et al, 1959).

La profundidad recomendada varía desde 1.2 metros hasta más de 3 metros (Oswald, 1967). Las lagunas con mayor profundidad tienen las ventajas de:

- 1) utilizar con mayor eficiencia el terreno,
- 2) mantener las bacterias productoras de metano protegidas de los cambios ambientales y el oxígeno disuelto; y
- 3) proporcionar una zona más compacta para la acumulación de los lodos.

El tiempo de retención en lagunas anaerobias se debe mantener a un mínimo, que puede variar de un día hasta 5 días, para compensar por la disminución de actividad bacteriana durante las épocas de invierno. McGarry y Pescod (1970) encontraron poco significado en los efectos del tiempo de retención sobre la eficiencia en remoción de DBO-5 en lagunas anaerobias operadas en zonas cálidas; por lo cual, parece ser más importante la retención de los sólidos depositados, desde el punto de vista de evitar el lavado de la población activa de productores de metano, en la zona de fermentación, que el tiempo real de residencia del líquido. En lagunas profundas, una vez que una partícula de lodo llega a la zona de lodos, es casi seguro que permanecerá ahí hasta que sea fermentada en productos solubles y gaseosos.

A.3 Tasa de Carga Orgánica. Las lagunas anaerobias se deben cargar a una tasa que permita mantener la laguna anaerobia en toda su profundidad. La carga mínima necesaria para mantener condiciones anaerobias varía de 200 a 600 kg DBO-5/ha/d (Cooper et al, 1965) dependiente, probablemente, de la carga volumétrica y localización geográfica de la laguna. Para el sur de los EUA, lagunas cargadas a una tasa de 500 kg/ha/d fácilmente mantienen condiciones anaerobias (Oswald, 1967).

McGarry y Pescod (1970) consideran que la carga superficial de DBO es la variable con mayor influencia sobre la remoción de materia orgánica; y, que la adopción de una carga superficial máxima resultará en una mayor remoción de DBO. Se han reportado eficiencias de 65% a 87% para cargas de 550 a 1800 kg/ha/d, en Australia (Parker et al, 1950). Las tasa de remoción fueron 25%

mayores durante el verano y parece ser que una temperatura de 20°C determina la diferencia entre condiciones de verano e invierno. Van Eck y Simpson (1966) reportaron eficiencias de remoción del orden de 62% a 81% para cargas de 1692 a 2590 kg/ha/d durante el verano de 1964-65 en Africa del Sur, con temperaturas de 24°C a 27°C. Por lo anterior, Parker recomienda una carga de 900 a 1200 kg/ha/d durante el verano y de 675 kg/ha/d para condiciones de invierno. Obviamente, las condiciones de temperatura deben permitir la estabilización bacteriana, ya que la cinética biológica y química es dependiente de la temperatura.

Oswald (1968) recomienda una carga de 100 kg DBO-5/ha/d en el invierno y de 400 kg DBO-5/ha/d durante el verano. De esta forma se obtiene una eficiencia del 70% de reducción de DBO-5 y una producción de gas de 10 a 12 pies cúbicos por lb DBO-5. Con las cargas propuestas por Oswald es menor el problema de malos olores, que puede ser muy serio durante el verano.

A.4 Acumulación de Lodo. La principal forma de remover materia orgánica, en lagunas que tratan aguas negras, es a través de la sedimentación de sólidos suspendidos y su fermentación a metano. La materia sedimentable rápidamente llega a la zona de lodos debido a las condiciones tranquilas prevalentes en la laguna. Inicialmente, la acumulación de lodos se lleva a cabo a una tasa mayor que la degradación del lodo; una vez que la fermentación del metano alcanza su pleno desarrollo, se establece un equilibrio entre las tasas de acumulación de lodo y degradación, resultando en una acumulación neta de cero (Marais, 1970). En el caso de lagunas tratando desechos industriales se ha reportado la acumulación excesiva de lodos, necesitando la remoción de sólidos después de cinco años de operación. El lodo acumulado en lagunas anaerobias se digiere bien y es muy similar al producido en digestores anaerobios convencionales; el lodo se puede secar sin mayor problema ni producción de condiciones indeseables.

Parker (1959) encontró que lagunas anaerobias con acumulación de lodos dan mayores eficiencias en reducción de DBO, a pesar del hecho de que el tiempo de retención hidráulico se ve sensiblemente reducido por la acumulación de lodos. Estudios de campo indican que los sólidos que se encuentran más alejados del influente están más activos que los de reciente ingreso. Se ha demostrado que el mezclado incrementa la eficiencia, por lo cual se ha sugerido que el contacto del influente con lodos viejos puede resultar en mejores eficiencias. El mezclado de sólidos se logra, en lagunas anaerobias activas, mediante la evolución de gas, que a su vez, lleva el lodo a la superficie. La conversión de materia orgánica a metano es aceptado como el principal proceso mediante el cual se logra la destrucción del lodo depositado, aunque la remoción de DBO en el agua sobrenadante no parece seguir el mismo curso.

B. Lagunas de Estabilización Facultativas

Las lagunas de estabilización facultativas son las de uso más común. Dentro de la laguna facultativa, la acción de tres grupos principales de organismos se integra para formar una relación útil entre las algas productoras de oxígeno y las bacterias aerobias y facultativas. El tercer grupo de organismos, las bacterias productoras de metano, es realmente responsable del 90% al 95% del total de DBO removida, de aguas negras, a través de la emisión de gases (Cooper et al, 1965).

La profundidad de las lagunas facultativas, normalmente de 1.5 a 1.8 metros, es suficiente para permitir el desarrollo de estratificación térmica, en zonas facultativas y anaerobias. Las reacciones en la zona anaerobia son muy similares a las de una laguna anaerobia, descrita anteriormente. En las capas superiores abundan las algas y pueden supersaturar la laguna con oxígeno disuelto. La mayor parte del carbono sirve como fuente de energía para las bacterias y es respirado como CO₂; el remanente es utilizado para formar nuevas células (Gloyne, 1969). El CO₂ respirado por las bacterias es convertido a algas y no es removido a menos que salga en el efluente o cuando las algas y bacterias mueren, se sedimentan a la zona anaerobia y sufren fermentación a metano. Así parece que la oxigenación fotosintética y la fermentación a metano son los dos procesos claves que hacen posible la reducción de DBO en las lagunas facultativas (Oswald, 1960). En la Figura N° 2 se aprecia una representación esquemática de la ecología de una laguna de estabilización facultativa.

Los principales factores a considerar en el diseño de una laguna de estabilización facultativa se presentan a continuación.

B.1 Fotosíntesis y Producción de Oxígeno. Existen dos fuentes de oxígeno en las lagunas de estabilización; a saber,

- a) reaeración atmosférica, y
- b) fotosíntesis.

La reaeración atmosférica de poca importancia en el diseño de lagunas cuando éstas están cargadas levemente y hay un poco de mezclado debido al viento. La magnitud del déficit de oxígeno disuelto requerido para introducir cantidades apreciables de oxígeno a la laguna por difusión es lo suficiente grande como para provocar malos olores (Oswald, 1968). Normalmente, se pierde más oxígeno a la atmósfera desde lagunas saturadas durante las horas de día que el oxígeno que se absorbe durante la noche por reaeración.

Por tanto, la reoxigenación fotosintética es la principal fuente de oxígeno en una laguna facultativa. La fotosíntesis depende en gran medida de:

- a) luz solar abundante,

- b) pH y temperatura adecuados, y
- c) una abundante fuente de nutrientes.

La eficiencia de conversión de luz solar por las algas ha sido reportada por Oswald (1960), Copeland y Dorris (1962) y Hermann y Gloyna (1958), que varía entre 1% y 4%, dependiendo de la intensidad de la luz, temperatura, duración de la luz, tiempo de retención y concentración de CO₂. Bartsch (1961) indica que la intensidad óptima de luz para fotosíntesis es de 400 a 600 pies - candela, empezando a notarse inhibición entre 1000 y 4000 pies - candela. Se fijan aproximadamente 3.68 calorías por cada mg de oxígeno liberado y 1.67 mg de oxígeno son liberados por cada mg de algas sintetizadas (Oswald, 1960).

Hermann y Gloyna (1958) consideran que la producción de oxígeno, en lagunas operando con un ciclo aerobio - anaerobio, está influenciada por las variaciones en la población de algas. El sombreado entre células en cultivos concentrados ejerce mayor influencia sobre la producción de oxígeno que las variaciones en la intensidad de la luz durante el día.

B.2 Temperatura y pH. La temperatura parece ser uno de los factores principales en el funcionamiento de las lagunas. La temperatura del agua sigue una curva relativamente pareja a través de las distintas estaciones del año (Drews, 1966) y los cuerpos grandes de agua tienen un efecto amortiguador sobre los cambios bruscos de condiciones climatológicas.

Hermann y Gloyna (1958) y Suwannakarn (1963) han mostrado que el funcionamiento de las lagunas depende de la temperatura, esencialmente de acuerdo a la ecuación de van't Hoff - Arrhenius, que se puede aproximar con la siguiente expresión:

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

donde

- t = tiempo de reacción requerido a cualquier temperatura (días)
- t₀ = tiempo de reacción original a una temperatura original (T₀)
- c' = características energía - temperatura de la ecuación de van't Hoff - Arrhenius (0.0693)

Esta relación entre la tasa de reacción química y la temperatura, cuando se aplica a condiciones en lagunas de estabilización, es útil sólo para temperaturas entre 9°C y 35°C. El crecimiento de las algas llega a un máximo entre 25°C y 30°C (Bartsch, 1961), y a medida que la temperatura excede los 30°C, la población de algas se verá disminuida aunque las bacterias utilicen el oxígeno a una mayor tasa.

Los efectos de la temperatura también se notan en la forma de estratificación térmica del agua. La estratificación es importante en las lagunas facultativas por la inhibición de mezclado y el mantenimiento de zonas separadas aerobias y anaerobias. Entre un 90% y 95% de la DBO última en lagunas estratificadas es removida como metano y otros gases producidos por la descomposición anaerobia en las partes inferiores de la laguna (Stahl y May, 1967).

La fotosíntesis, con el consumo de CO_2 , tiene una tendencia a subir el pH de la capa aerobia de las lagunas. Normalmente, el pH puede aumentar hasta 10 bajo condiciones favorables, dependiendo de la capacidad amortiguadora del agua de la laguna (Drews, 1966). La oxidación bacteriana máxima ocurre a un pH de 8.3 y a niveles mayores de 9.5 se ve seriamente reducido (Oswald, 1968).

B.3 Profundidad y Tiempo de Retención. Las lagunas facultativas se diseñan para producir un efluente comparable con el de procesos de tratamiento secundario y, como tal, ha sido una práctica común sobrediseñarlas para, asegurar un efluente aceptable. La profundidad y el tiempo de retención son dos factores muy importantes en el diseño de lagunas facultativas.

La profundidad de una laguna facultativa debe ser suficiente para permitir que se establezca un régimen térmicamente estratificado. Se recomiendan profundidades desde 0.45 m hasta más de 2 m, aunque, en general, una profundidad de 1.5 m a 2.0 m es la más comunmente utilizada (Suwannakarn y Gloyna, 1963). Se ha señalado que para una superficie determinada, mayor profundidad proporciona un tiempo de retención mayor y tratamiento adicional, pero la tasa de tratamiento no aumenta en proporción directa al aumento en profundidad (Marais, 1963). De hecho, existe poca ventaja práctica en aumentar la profundidad más allá de 2.0 m para disminuir la superficie.

La profundidad mínima para lagunas facultativas es de 1.0 m, en el caso de zonas tropicales, de temperatura uniformemente alta (Hermann y Gloyna, 1958). Aunque las lagunas someras optimizan la utilización de la luz por las algas, son más sensibles a cambios en la carga orgánica del influente. Por lo cual, donde se requieren unidades de bajo costo y poco mantenimiento, se utilizan lagunas de 2.0 o más metros de profundidad.

Dentro de los ámbitos normales de operación, McGarry y Pescod (1970) encontraron que el tiempo de retención y la profundidad tienen muy poca influencia sobre la remoción de DBO-5, en lagunas experimentales recibiendo aguas negras. Purushothaman (1970) mostró que lagunas con profundidades de 0.6 a 1.2 m presentan eficiencias similares en la remoción de DBO-5, del orden de 80 por ciento.

La distribución de la carga en una laguna de estabilización está influenciada por la configuración de la unidad. Shindala y Murphy (1969) estudiaron varias configuraciones de lagunas y concluyeron

que las lagunas rectangulares permiten una distribución más uniforme de la carga que las de forma circular o irregular. Una relación de largo a ancho de 3 a 1 no deberá ser excedida.

El tiempo de retención parece variar más que la profundidad. Los tiempos de retención recomendados por varios investigadores va desde uno o dos días hasta 8 - 12 meses, dependiendo del clima y el tipo de desecho a tratar. Un tiempo de retención entre 20 y 30 días es el más comunmente aplicado en los EUA (Canter et al, 1969). Basado en la formulación de Gloyna, para temperaturas de 20°C y 10°C, se obtienen tiempos de retención de 36 y 82 días, respectivamente, para aguas residuales domésticas de 300 mg/l de DBO-ult. Aparentemente, períodos de 120 días o más no producen efluentes con una DBO-5 abajo de 15 mg/l (sin filtrar).

B.4 Nutrientes. La mayoría de las especies de algas usan sólo CO₂ libre para la fotosíntesis, pero aun con la concentración de 0.03% de CO₂, que se encuentra en el aire, se puede mantener una tasa óptima de fotosíntesis (Gloyna, 1969). La mayor parte de la oxidación de materia orgánica de las aguas negras es realizada por bacterias y las algas proporcionan el oxígeno para mantener las condiciones aerobias (Fitzgerald y Rohlich, 1958). Se supone que todo el CO₂ desprendido de la oxidación aerobia de la materia orgánica es aprovechado por las algas durante la fotosíntesis. Por cada 6 moles de CO₂ reducidos, se producen cerca de 6 moles de oxígeno y un mole de azúcar es sintetizado. Así es que entra el carbono al ciclo de nutrientes que hacen posible un comensalismo de algas y bacterias muy eficiente (Kuentzel, 1969). Sin embargo, la única reducción real de carbono del sistema resulta de las pérdidas a la atmósfera de los gases, producto final de la descomposición anaerobia en la zona inferior, principalmente metano (Foree y McCarty, 1968).

Se ha sugerido que las lagunas de estabilización se deben operar de tal manera que el carbono orgánico sea el factor nutricional limitante (Englande, 1969). En realidad, el carbono orgánico es el factor limitante de la mayoría de las aguas residuales, especialmente de las domésticas. La relación de DBO-5/N/P de 100/5/1 se satisface normalmente con respecto a la DBO del agua residual. En el caso particular de aguas residuales domésticas, hay disponible más que suficiente nitrógeno y fósforo para realizar el potencial de crecimiento de algas (PCA) carbonoso (Oswald et al, 1970), o sea la máxima cantidad de algas que pueden crecer en el desecho si no hay otro factor que limite el crecimiento.

Normalmente, las cantidades de nitrógeno y fósforo presentes en el agua residual doméstica son tan altas (20 a 40 mg/l, cada una), que no son los factores nutricionales limitantes. Se ha encontrado que el nitrógeno no varía sustancialmente, después de 20 días de retención, en lagunas limitadas en carbono. Tampoco, se han observado casos de nitrificación en lagunas (Aguirre, 1967), y en la reducción de nitratos se desconoce el destino del nitrógeno (Hermann, 1962). Por lo cual es evidente que, ya que

tanto el nitrógeno como el fósforo son reciclados relativamente en forma rápida dentro de la laguna, el principal medio de remoción de estos elementos es por precipitación química y bioquímica, como sales inorgánicas (Oswald, 1970). A su vez, estos nutrientes se regeneran muy fácilmente de los depósitos de lodos bajo condiciones anaerobias; por consiguiente, es poco probable que sean el factor limitante en la operación de las lagunas de estabilización.

B.5 Tasas de Carga Orgánica. La carga superficial probablemente es el factor individual más importante en el funcionamiento de una laguna de estabilización. Como la fotosíntesis desempeña un papel importante en los procesos naturales de purificación, que se llevan a cabo en las lagunas de estabilización, las tasas de carga orgánica normalmente se han determinado en base a superficie. En los EUA, las cargas recomendadas varían desde 18 hasta 55 kg DBO-5/ha/d (England, 1969); las cargas más bajas se usan principalmente en los estados del norte. En años recientes se ha visto que las lagunas pueden funcionar eficientemente con cargas muy superiores a los 55 kg/ha/d. Evidentemente, muchos otros factores, como temperatura, tipo de desecho, condiciones climatológicas, etc. tienen influencia sobre la carga aceptable.

Los criterios de diseño desarrollados en las Dakotas (Towne y Davis, 1957), donde prevalece una cubierta de hielo durante casi todo el período de invierno, ha sido extrapolado al sur de los EUA, donde no se atrevían a cargar las lagunas a su máxima capacidad, en estas zonas de climas más favorables. Oswald (1968) demostró que lagunas en el estado de California pueden ser cargadas a tasas en exceso de 135 kg DBO-5/ha/d, sin problemas. Cargas de 220 kg DBO-5/ha/d han producido efluentes estabilizados en los estados del sur de los EUA (Canter et al, 1969). Lagunas en Africa del Sur, donde las temperaturas son moderadas, han sido operadas exitosamente con cargas de 132 kg/ha/d y hasta de 275 kg/ha/d si se les incluye recirculación (Meiring et al, 1968).

El funcionamiento de las lagunas de estabilización presenta una variabilidad muy grande en la calidad del efluente (DBO-5). La Figura N° 3 reúne los resultados de numerosas lagunas en todas partes del mundo. La razón principal por la que se tiene una gran dispersión de los datos es probablemente debido a las condiciones ambientales tan diferentes de un sitio a otro. Seguramente la variable más importante es la temperatura y a un nivel menor el viento y la luz solar. Las características físicas tales como profundidad, forma y tiempo de retención también tienen efecto sobre la eficiencia de las lagunas, pero estas características contribuyen principalmente para amortiguar las cargas excesivas y en menor grado a establecer el tipo de estratificación.

La representación gráfica en la Figura N° 3 no permite una predicción de la calidad del efluente, ya que la concentración de DBO en el efluente no sólo depende de la tasa de carga orgánica.

McGarry y Pescod (1970) han mostrado que la remoción superficial de DBO (L_r , kg/ha/d) puede ser estimada conociendo la carga superficial (L_a , kg/ha/d):

$$L_r = 9.23 + 0.725 L_a$$

La fórmula anterior es aplicable a lagunas en zonas tropicales y templadas, y tiene un error estándar de estimado igual a 15 kg/ha/d. La Figura N° 3, en cambio, sí permite estimar el ámbito de calidad del efluente que se puede esperar de una laguna que opera bajo condiciones variantes, sin llegar a tener cubierta de hielo en el invierno.

B.6 La Capa de Lodos. Los depósitos de lodos se acumulan en las lagunas, permanecen anaerobios en toda su profundidad, y son los responsables de casi la totalidad del carbono removido de la laguna. La zona anaerobia en lagunas facultativas también puede extenderse hacia la capa de líquido arriba de la superficie del lodo, dependiendo principalmente de la profundidad de la laguna y la carga orgánica. Los depósitos de lodos son el resultado de:

- 1) los sólidos suspendidos presentes en el desecho influente,
- 2) los sólidos de las bacterias sintetizadas durante la metabolización de los desechos orgánicos, y
- 3) los sólidos de las algas sintetizadas durante el proceso de fotosíntesis (Foree y McCarty, 1968).

Los mecanismos responsables de la deposición de lodos son los siguientes:

- 1) sedimentación de los sólidos suspendidos influentes,
- 2) biofloculación de los crecimientos de algas y bacterias en la presencia de oxígeno molecular, y
- 3) autofloculación de las algas, bacterias y detritus orgánico atrapado por las partículas de flóculos formados por los incrementos en temperatura y pH, que ocasionan la precipitación de $Mg(OH)_2$, $CaSO_4$ y NH_4CaPO_4 .

Sedimentación y biofloculación durante un período de tres días puede ser responsable de la deposición del 90% de los sólidos suspendidos influentes y del 85% de los crecimientos microbiológicos, de tal manera que el líquido sobrenadante rara vez excede una DBO de 50 mg/l (Oswald, 1960).

El principal proceso microbiológico que se lleva a cabo en la zona anaerobia de lodos es la utilización metabólica de los sólidos orgánicos por bacterias facultativas y anaerobias heterotróficas, en exactamente la misma forma que sucede en las lagunas anaerobias. Es decir, operan dos procesos de fermentación anaerobia:

- 1) la hidrólisis y fermentación de compuestos orgánicos complejos a ácidos volátiles, CO_2 y un poco de alcohol, y
- 2) la fermentación de los ácidos volátiles a CH_4 y CO_2 .

También se producen, en menor grado, hidrógeno, amoníaco y fosfatos. Si hay sulfatos y nitratos presentes, éstos pueden ser reducidos a S²⁻ y N₂, y a pH bajo se puede formar H₂S, con un potencial de producir malos olores a menos que sea oxidado por el oxígeno disuelto de la capa aerobia. Los ácidos volátiles orgánicos solubles producidos durante la descomposición anaerobia de la capa de lodos se pueden difundir a la zona aerobia, donde son oxidados rápidamente a CO₂ y H₂O. La demanda de oxígeno resultante aumenta la zona anaerobia del líquido arriba de la capa de lodos (Foree y McCarty, 1968).

El establecimiento de condiciones de equilibrio entre la DBO depositada y la DBO liberada de la capa de lodos hacia el líquido sobrenadante, como subproductos de la fermentación, es un proceso lento que puede requerir varios años para completar (Meiring et al, 1968). La falta de descomposición de estos depósitos puede resultar por varios factores, principalmente:

- 1) falta de un inóculo adecuado,
- 2) pH bajo,
- 3) presencia de sustancias inhibitorias al crecimiento, y
- 4) temperaturas bajas (Oswald, 1960).

La lenta acumulación de lodos estabilizados requiere de una extracción de lodo después de 9 a 12 años de operación continua, y la causa más común de falla en el proceso es la inhibición térmica, ya que la descomposición y producción de gas máxima ocurre a temperaturas en exceso de 19°C (Loehr, 1966). Sin embargo, el proceso también puede fracasar por una disminución en el pH, provocada por la acumulación de ácidos orgánicos, o la presencia de sustancias inhibitorias como ácidos fuertes, álcalis, y varias sales orgánicas e inorgánicas. Por consiguiente, Oswald (1968) recomienda que el arranque de lagunas de estabilización sea durante época de clima caliente y de preferencia a una carga reducida, del orden de 55 kg DBO-5/ha/d. Una vez que se tenga establecida la producción de gases, se puede aumentar la carga hasta el nivel de 135 kg/ha/d.

C. Lagunas de Maduración

Las lagunas de maduración son unidades de tratamiento terciario, que utilizan la capacidad natural de autopurificación del agua (Stander et al, 1965) y no deben ser empleadas como adiciones a los sistemas sobrecargados, para evitar la ampliación de los mismos. Son unidades biológicas en las que un efluente secundario bien estabilizado es tratado para proporcionar un agua de alta calidad bacteriológica y virológica (Meiring et al, 1968).

El informe del Comité de Criterios de Calidad del Agua (1968) recomienda que los efluentes no contengan más de un promedio y una máxima, respectivamente, de 2,000 organismos/100 ml y 4,000 organismos/100 ml de coliformes fecales. Una reducción de más del

99.9% se requiere para lograr este nivel de criterio; tal reducción es casi imposible obtenerla con una laguna de una sola celda. No es fuera de lo común que lagunas de una sola celda tengan efluentes con densidades de varios cientos de miles de coliformes por 100 ml, 40% de los cuales son fecales (Fransmathes, 1970).

C.1 Mortandad de Bacterias y Factores. La reducción de coliformes en lagunas de estabilización, frecuentemente se supone que sigue a una tasa que depende del número de bacterias presentes, correspondiendo a la Ley de Chick:

$$\frac{N}{N_0} = e^{-kt}$$

donde

- No = número de bacterias coliformes originalmente presentes
- N = número de bacterias coliformes remanentes después de un tiempo t
- t = tiempo de retención, días
- k = coeficiente de mortandad

Merron et al (1965) encontró que el coeficiente de mortandad puede variar entre 0.070 a 0.127, con un promedio de 0.1/día y el T-90, el tiempo requerido para una reducción del 90%, es del orden de 10 días. Lamentablemente, la reducción porcentual global normalmente reportada en la literatura no da una descripción adecuada de la tasa de mortandad de coliformes.

Además, la mortandad bacteriológica está influenciada fuertemente por un número de factores, incluyendo:

- 1) luz solar,
- 2) agentes bactericidas,
- 3) temperatura,
- 4) tensión de oxígeno,
- 5) cambios en pH,
- 6) depredación,
- 7) agotamiento de nutrientes,
- 8) sobre competencia, y
- 9) toxicidad (Davis y Gloyna, 1970).

Drews, (1966) encontró que la radiación solar aumenta la reducción del número de bacterias apreciablemente y durante la época de invierno, con períodos extremadamente fríos y nublados, ésta disminuye a un mínimo. Se estima que períodos largos de almacenamiento, que resultan en la sedimentación de la materia suspendida, y la sobre competencia son las causas principales de la reducción de bacterias. Altos niveles de oxígeno disuelto y valores de pH en exceso de 9.0 también han tenido un efecto marcado sobre la reducción bacteriana (Fitzgerald y Rohlich, 1958). Gann et al (1968) ha observado que la mortandad de

coliformes está íntimamente asociada a la remoción de DBO, indicando que los coliformes se remueven, en parte, debido a su inhabilidad para competir por los nutrientes. Otro fenómeno importante es el aprisionamiento de bacterias en los sólidos que se sedimentan. Probablemente la remoción de bacterias se debe a una combinación de todos los factores arriba mencionados, ya que algunas bacterias logran sobrevivir largos períodos de anaerobiosis, pero desaparecen rápidamente en un ambiente aerobio (Oswald et al, 1970).

C.2 Eficiencia en la Reducción de Bacterias. Las bacterias coliformes totales son los organismos indicadores normalmente reportados en la literatura, aunque algunos investigadores han reportado otros como: *E. coli*, *S. fecales*, *Enterococcus*, *S. tifi*, *Ps. aeruginosa*, *Cl. perfringens*, y virus. El contenido total de coliformes en las aguas negras normalmente es de 10^6 a $10^8/100$ ml (Neel y Hopkins, 1956). Por consiguiente, una reducción del 99% puede dejar un efluente con un NMP de 10^4 a $10^6/100$ ml, mientras que las normas para descargar a corrientes pueden estar en 100/100 ml. Estas normas están basadas en los requerimientos de las normas de agua potable y natación (Parker, 1962).

La gran variación en eficiencias y densidades de organismos reportada en la literatura se debe a muchos factores diferentes. Neel y Hopkins (1956) notaron un reducción de coliformes del 91% después de 10 días de retención y un NMP entre 3,000 y 11,000,000 por 100 ml. Se han encontrado reducciones de coliformes del orden de 29% a 91% en lagunas primarias y de 67% a 92% en lagunas secundarias. Tan sólo debido a la posibilidad de tener cortos circuitos hidráulicos en las lagunas se justifica la instalación de lagunas de maduración en un sistema de tratamiento.

Las lagunas de maduración logran reducciones significativas en el número de organismos coliformes. Las remociones de bacterias son mejores durante el verano (99.61%) que en el invierno (96.86%). Además, Malone y Bailey (1969) obtuvieron reducciones de enterococcus, con lagunas en serie, entre 98 y 100 por ciento.

D. Modelos Cinéticos para el Diseño de Lagunas de Estabilización

Aunque las lagunas de estabilización han sido ampliamente estudiadas en los últimos 30 años, el número de modelos matemáticos elaborados con el propósito de diseño, a partir de estos estudios, es muy limitado. Además, la mayoría de los modelos carecen de suficiente detalle, para describir adecuadamente los procesos que se llevan a cabo en las lagunas o su aplicación está limitada a una zona específica del mundo o un tipo particular de laguna. En las secciones que se presentan a continuación se hace un resumen de los modelos cinéticos disponibles para el diseño de los diferentes tipos de lagunas que se han mencionado en este trabajo.

D.1 Lagunas Anaerobias. La reducción de DBO en una laguna anaerobia está relacionada principalmente a:

- 1) el tiempo de retención,
- 2) la temperatura, y
- 3) la cantidad de lodo (Parker et al, 1950; Vincent et al, 1963; Marais, 1963).

Estos factores son básicamente los mismos que afectan el funcionamiento de los digestores anaerobios, donde una producción de gas de 16 a 18 pies cúbicos/lb de materia volátil destruida puede ser esperada con cargas orgánicas de 0.03 a 0.27 lbs de sólidos volátiles/pie cúbico/día (Eckenfelder y O'Connor, 1961).

Suponiendo mezcla completa, se puede diseñar la laguna anaerobia en base a la siguiente relación:

$$S = \frac{S_o}{(S/S_o)^{n \cdot k_1 \cdot t} + 1}$$

donde

- S = DBO-5 en la laguna y efluente
- S_o = DBO-5 del influente a 20°C
- t = tiempo de retención para sistemas completamente mezclados
- k₁ = coeficiente de remoción de DBO, base e (1/día)
- n = exponente

Este modelo es principalmente empírico, aunque tiene una base teórica razonable (Fair y Geyer, 1957). Además, se reconoce que:

- 1) la carga orgánica se debe basar en la DBO última,
- 2) una fracción de la DBO influente permanece en la fase líquida mientras el resto se sedimenta al fondo como lodo,
- 3) se lleva a cabo un mezclado general y la DBO del efluente es igual a la DBO de la laguna,
- 4) no hay pérdidas netas de líquido del sistema,
- 5) los coeficientes de reacción para la fase líquida y capa de lodos dependen de la temperatura, y
- 6) la fracción de DBO que se pierde en el lodo por fermentación regresa al líquido de la laguna o sale del sistema como gas (Gloyna, 1969).

Las siguientes guías de diseño se recomiendan cuando existe duda de la validez del coeficiente de remoción y exponente del modelo cinético:

- 1) un tiempo de retención del líquido del orden de 3 a 5 días,
- 2) una profundidad de 3 a 5 metros,
- 3) una carga volumétrica de 12 a 25 lbs DBO-5/100 pies cúbicos y una carga superficial de 440 a 660 kg DBO-5/ha/d, y
- 4) una carga de sólidos suspendidos del orden de 100 a 400 lbs/1000 pies cúbicos.

La selección final de la carga orgánica dependerá de consideraciones ambientales y estéticas.

D.2 Lagunas Facultativas. Existen tres principales teorías para el diseño de lagunas de estabilización facultativas:

- 1) la teoría dependiente de temperatura y carga de Hermann y Gloyna (1958),
- 2) la teoría dependiente de carga unitaria y luz de Oswald (1960), y
- 3) la teoría de la cinética de primer orden de Marais y Shaw (1961).

Hermann y Gloyna (1958) presentaron la primera teoría de la cinética que describe el comportamiento de una laguna facultativa. En base a experimentos de laboratorio, con series de cuatro lagunas, establecieron que el tiempo de retención (R-35) requerido para una reducción del 90% de la DBO-5 a 35°C era aproximadamente de 3.5 días. A medida que la temperatura disminuye, el tiempo total de retención (R-T); para la misma remoción aumenta de acuerdo a la Ecuación N° 1:

$$R-T = R-35 \theta^{(35 - T)} = 3.5(1.072)^{(35 - T)} \quad (1)$$

Una análisis estadístico mostró que la DBO-5 media para aguas negras crudas en los EUA es aproximadamente de 200 mg/l. Para mantener el valor del efluente más o menos constante para cualquier DBO-5 (So) influente, se ajustó el tiempo de retención con la proporción So/200, dando:

$$R = (So/200)R-T \quad (2)$$

Por lo cual:

$$R = (So/200)R-35 \theta^{(35 - T)} = (3.5/200)So (1.072)^{(35 - T)} \quad (3)$$

Datos de lagunas recibiendo aguas residuales domésticas (Suwannakarn y Gloyna, 1964), verificados por Marais (1966) en modelos de laboratorio alimentados con un desecho sintético soluble, para temperaturas de 9°C a 35°C, dieron un valor de θ igual a 1.085. Finalmente, la fórmula se puede representar en términos del volumen:

$$V = C*Q*So[\theta^{(35 - T)}]f*f' \quad (4)$$

donde

- V = volumen de la laguna (metros cúbicos)
- Q = gasto influente del desecho (metros cúbicos/segundo)
- So = DBO-última del influente (mg/l)

T = temperatura media del mes más frío del año (°C)
 θ = coeficiente de temperatura = 1.085
 C = coeficiente de conversión = $3.5 \cdot 10^{-5}$
 f = factor de toxicidad a las algas, para aguas negras f = 1;
 para ciertos desecho industriales:

$f = e^{K \cdot C_0 / (k_0 \cdot t_0 + 1)}$
 K = coeficiente de toxicidad a la clorofila para un desecho con una concentración de C_0
 k_0 = coeficiente de biodegradación para el compuesto tóxico
 t_0 = tiempo de reacción para un coeficiente k_0 y una temperatura T_0

f' = factor de corrección para la presencia de sulfuros

Desechos conteniendo cantidades apreciables de sulfatos y materias tóxicas normalmente requieren mayor tiempo de retención y superficie. En caso de toxicidad pronunciada, tanto el coeficiente de degradación, que representa la actividad bacteriológica, y la capacidad de oxigenación de las algas se verán reducidas (Thirumurthi y Gloyna, 1965; Huang y Gloyna, 1968). Una concentración, del orden de 4 mg/l de sulfuros, en una laguna facultativa tendrá un efecto adverso sobre las algas. Cuando la concentración de sulfatos excede 500 mg/l en el influente, se debe reducir la carga orgánica a la laguna (Gloyna y Espino, 1969).

Oswald (1960) formuló la teoría de carga orgánica por unidad de superficie, que postula que la carga orgánica está regida por la radiación solar diaria. La influencia de la radiación solar, en asociación con las algas, sobre la reoxigenación de la laguna sigue la Ecuación N° 5:

$$L_0 = 0.25 \cdot F \cdot S \quad (5)$$

donde

L_0 = carga orgánica (lbs DBO/a/d)
 F = eficiencia fotosintética = 4.0%
 S = energía solar (calorías/cm²/d).

Oswald (1960) ha recopilado un juego de tablas para los valores máximos y mínimos probables de energía solar visible, en función de latitud y mes del año. La eficiencia fotosintética de conversión de la luz solar está en función de la luz, tiempo, nutrientes y temperatura. Jayangoudar et al (1970) ha estimado que la eficiencia de conversión de luz en la India es del orden del 6.0 por ciento.

Un rendimiento máximo de algas resultará si la profundidad no excede de 15 a 30 cm; sin embargo, profundidades de 1.2 a 1.8 m son más prácticas (Gloyna, 1969). El rendimiento de células de algas está relacionado a la eficiencia de conversión de energía solar, según la Ecuación N° 6:

$$Y_c = 0.15 * F * S \quad (6)$$

donde

Y_c = rendimiento de células de algas (lbs algas/a/d)

La relación entre producción de oxígeno y rendimiento de células de algas es de 1.6, con la remoción más alta de DBO dándose cuando el factor de oxigenación, la relación entre el oxígeno producido y el oxígeno requerido, es de 1.6.

Marais y Shaw (1961), en Africa del Sur, observaron la falta de variación de la DBO en el efluente, durante varias temporadas y propusieron un modelo cinético basado en la cinética de primer orden de un sistema completamente mezclado, con el coeficiente de reacción independiente de la temperatura, Ecuación N° 7:

$$S = \frac{S_o}{K * R + 1}$$

donde

S_o = DBO-5 del influente (mg/l)

S = DBO-5 de la laguna y efluente (mg/l)

R = tiempo de retención (días)

K = coeficiente de degradación de primer orden, log base e (1/días)

Marais y Shaw encontraron que el valor de K es de 0.17, por lo cual cuando S es la calidad deseada del efluente y se conocen S_o y K , se puede estimar el tiempo de retención (R) necesario.

Posteriormente, Marais (1966) reconoció la dependencia del coeficiente de degradación en función de la temperatura, de acuerdo a la relación de Arrhenius. Por consiguiente, bajo condiciones de estado estable en el gasto, DBO y temperatura, la Ecuación N° 7 es aplicable. Pero, si la temperatura cambia, la DBO del efluente estará dada por:

$$S = \frac{S_o}{K T * R + 1} \quad (8)$$

donde

$$K T = K T_o e^{-(T_o - T)}$$

Este modelo, y su verificación, establece el comportamiento cinético de la fracción líquida de la laguna, independiente de la capa de lodos. También permite la integración de las teorías de Hermann - Gloyna y Marais - Shaw, por la simetría de R y K en la Ecuación N° 10:

$$R_{To}/R_T = K_T/K_{To} = e^{-(T_o - T)} \quad (10)$$

Con $K = 1.2$ a $T_o = 35^\circ\text{C}$ de la Ecuación N° 8 para 90% remoción, entonces: $R-35 = 7.5$ días.

Marais (1970) propuso, de un resumen analítico de datos de lagunas, que la máxima DBO (S_m) en la laguna, antes de que dominen las condiciones anaerobias, no debe exceder:

$$S_m = 700/(0.6 d + 8) \quad (11)$$

donde

d = profundidad de la laguna (pies)

Finalmente, la influencia de la capa de lodos fue incorporada a la relación Marais - Shaw por Marais (1966). Supuso que la degradación anaerobia del lodo, que se manifiesta con la producción de gas y el desprendimiento de subproductos de la fermentación, es una reacción de primer orden. Suposiciones adicionales consistieron en:

- 1) todos los valores de DBO eran de demanda última carbonosa;
- 2) una fracción (i_p) de la DBO_u (S_{ui}) influente se dispersa en el cuerpo líquido de la laguna, la fracción remanente (i_s) se sedimenta como lodo;
- 3) que había mezcla instantánea y completa en la laguna;
- 4) los coeficientes de reacción, K para la fase líquida, y K_s para la capa de lodos, dependen de la temperatura de acuerdo a la Ecuación N° 9; y
- 5) una fracción (c_p) de la DBO que se escapa del lodo debido a la fermentación, entra al volumen líquido de la laguna, y la fracción remanente (c_g) sale del sistema como gas.

Por consiguiente, bajo condiciones de estado estable, la Ecuación N° 12 describe la magnitud relativa de los efectos de la DBO influente soluble y la que se desprende de la capa de lodos por la fermentación:

$$S_u = \frac{S_{ui}}{K*t + 1} (i_p + c_p*i_s) \quad (12)$$

La magnitud de las distintas fracciones i_p , i_s , c_p , y c_g no han sido establecidas en forma definitiva; sin embargo, de la información disponible sobre la remoción de DBO, como lodo en

sedimentadores primarios, la fracción i_s está probablemente dentro del ámbito de 0.4 a 0.6. Marais (1970) encontró que se pueden obtener buenos resultados con los valores de $c_p = 0.4$ y $c_g = 0.6$. Se encontró que el coeficiente de degradación de lodos sigue la relación de temperatura dada por la Ecuación N° 13:

$$K_s = 0.002 (1.35)^{-(20 - T)} \quad (13)$$

Para determinar el comportamiento de la laguna bajo diferentes condiciones de carga y ciclos anuales de temperatura, Marais (1970) elaboró un programa de computadora que requiere los siguientes datos:

- 1) DBO y gasto influente,
- 2) volumen de la laguna,
- 3) profundidad del líquido, y
- 4) temperaturas máximas y media-máxima mínima del aire.

El programa supone una variación sinusoidal de la temperatura del aire y calcula las temperaturas del lodo y la laguna, los distintos coeficientes de degradación y la DBO en la laguna y lodo, así como la demanda de oxígeno. Roesler (1970) y Shapiro (1967) también han reportado la simulación del comportamiento de lagunas de estabilización con programas similares.

Thirumurthi y Nashashibi (1967) han propuesto que debido a las condiciones poco ideales para mezclado presentes en lagunas, se deben utilizar procedimientos de diseño de reactores químicos para describir el funcionamiento de lagunas. Thirumurthi (1969) señala que la hidráulica de una laguna no es ni de flujo en pistón (Ecuación N° 14) ni de mezcla completa (Ecuación N° 15), sino más bien un sistema intermedio descrito por la Ecuación N° 16:

- a) flujo en pistón,

$$S_e/S_i = e^{-kt} \quad (14)$$

- b) mezcla completa,

$$S_e/S_i = 1/(1 + kt) \quad (15)$$

- c) aproximación a un sistema intermedio,

$$\frac{S_e}{S_i} = \frac{(1 - a)/2d + 4a e^{-kt}}{(1 + a)^2} \quad (16)$$

donde

S_i = DBO influente (mg/l)

Se = DBO efluente (mg/l)
 k = coeficiente de reacción biológica
 a = $\sqrt{1 + ktd}$
 d = coeficiente de difusividad = $D/UL = Dt/L^2$
 D = coeficiente de dispersión longitudinal (pies cuadrados/hr)
 U = velocidad del líquido (pies/hr)
 L = longitud del trayecto típico de una partícula en el reactor (pies)

Aunque falta determinar con mayor confiabilidad el coeficiente de difusividad (d) para diferentes lagunas de estabilización, Thirumurthi considera que el valor de d pocas veces excederá 1.0, por las cargas hidráulicas tan bajas. También presenta una solución gráfica a la Ecuación N° 16.

D.3 Lagunas de Maduración. En virtud de que la mortandad de bacterias en lagunas aerobias se puede aproximar mediante una relación simple, si se mantiene un buen mezclado en la laguna, Marais y Shaw (1961) propusieron la expresión representada en la Ecuación N° 17, para el diseño de sistemas que incorporan lagunas de maduración:

$$N/N_0 = 1/(KR + 1) \quad (17)$$

donde

No = concentración influente de bacterias coliformes (NMP)
 N = concentración efluente de bacterias coliformes (NMP)
 K = coeficiente de mortandad
 R = tiempo de retención

El valor de K fue establecido empíricamente y varía considerablemente dependiendo de cortos circuitos hidráulicos y efectos estacionales, como duración e intensidad de luz solar, y temperatura, sobre el funcionamiento de la laguna. Un valor de $K = 2.0$, recomendado para diseño, está basado en reducciones de *E. coli*. Por otro lado, Coetzee y Fourie (1963) encontraron el valor de K, para *S. tifi*, no mayor de 0.8 en una serie de dos lagunas en Pretoria, Africa del Sur.

La clave para obtener altas reducciones de coliformes está en usar sistemas de lagunas en serie, que proporcionan un tiempo de retención adecuado para el líquido y sólidos. La principal ventaja de lagunas en serie es la eliminación de cortos circuitos (Gloyne, 1969). La reducción porcentual de bacterias fecales puede ser estimada con las Ecuaciones N° 18 19, respectivamente, para lagunas de tiempos de retención iguales y distintos:

$$N/N_0 = 1/(KR + 1)^n \quad (18)$$

Y

$$N/No = 1/(KR_1 + 1)(KR_2 + 1) \dots (KR + 1) \quad (19)$$

donde

n = número de lagunas en serie

Las ecuaciones anteriores consideran que el coeficiente de mortandad (K) es igual en todas las lagunas de la serie. Aunque, este no es el caso exactamente, las aproximaciones que dan estas ecuaciones son lo suficientemente buenas para estimar las reducciones de bacterias en lagunas de estabilización.

E. Comentarios Finales

Varios investigadores han observado el comportamiento de lagunas de estabilización durante variados períodos y han llegado a conclusiones que no necesariamente conducen a criterios generales de diseño. Los trabajos de Oswald (1970) en California, EUA, sobre lagunas de alta tasa, donde se maximiza la producción de algas, ha evolucionado en un tipo muy fino de laguna, que requiere equipo y operación sumamente complicada. En Africa del Sur (Meiring et al, 1968) se determinó que para la remoción de algas del efluente, con sulfato de aluminio, se requieren dosis de 400 mg/l, con las cuales se logra flocular la mayor parte de los sólidos suspendidos, quedando únicamente una concentración de sólidos de 25 mg/l en el efluente de la laguna. El resto de los sólidos se puede eliminar fácilmente en un filtro de arena. Sin embargo, este tipo de sistema no es aplicable a comunidades pequeñas, donde más se requieren las lagunas para el tratamiento de sus desechos líquidos domésticos.

Algunas objeciones al uso de lagunas de estabilización han sido:

- 1) la posibilidad de contaminación bacteriológica del subsuelo y el agua que contiene,
- 2) la descarga de aguas con un alto contenido de DBO y sólidos suspendidos como algas,
- 3) problemas de malos olores y sabor en las fuentes de agua potable, y
- 4) la provisión de sitios para la reproducción de mosquitos y otros vectores acuáticos.

En su mayoría, estas objeciones han sido eliminadas mediante un buen diseño y procedimientos adecuados de operación y mantenimiento.

III. EJEMPLOS DE DISEÑO

A continuación se ilustra el diseño de un sistema de lagunas para el tratamiento de aguas residuales. El primer ejemplo es de una laguna facultativa, sin pretratamiento, y el segundo ejemplo considera una laguna anaerobia como pretratamiento a una laguna facultativa. Ambos sistemas descargan a lagunas de maduración. Las características de las aguas residuales domésticas, para ambos casos son las siguientes:

1. Gasto influente = 50 lps
2. DBO-5 influente = 200 mg/l
3. DBO_u influente = 300 mg/l
4. Sólidos suspendidos influentes = 200 mg/l
5. Ambito de temperatura mensual = 10°C a 30°C
6. Temperatura media del mes más frío = 10°C
7. Se supone que la precipitación = evaporación

Ejemplo A: Laguna de Estabilización Facultativa Convencional

a) tiempo de retención requerido zona aerobia y facultativa (de la Figura 11),

$$R = 82 \text{ días}$$

b) volumen requerido,

$$\text{Vol.} = 82 \cdot 50 \cdot 86,400 / 1000 = 354,240 \text{ m}^3$$

c) superficie requerida,

$$\text{Sup.} = 354,240 / 1.50 = 236,160 \text{ m}^2 = 23.6 \text{ ha}$$

d) agregar 30 cm de profundidad para zona de lodos anaerobios,

$$\text{Vol.} = 236,160 \cdot 1.80 = 425,088 \text{ m}^3$$

$$\text{Profundidad total de la laguna} = 1.80 \text{ m}$$

e) carga superficial,

$$\text{carga orgánica} = 50 \cdot 300 \cdot 86,400 / 10^6 = 1296 \text{ kg DBO}_u / \text{d}$$

$$\text{carga superficial} = 1296 / 23.6 = 54.9 \text{ kg DBO}_u / \text{ha/d}$$

Ejemplo B: Sistema de Lagunas Anaerobias-Facultativas

a) tiempo de retención requerido en laguna anaerobia para minimizar olores,

$$R = 5 \text{ días}$$

b) volumen de laguna anaerobia,

Volumen Total = volumen líquido + almacenamiento de lodos

$$\text{Vol. líquido} = 5 \cdot 50 \cdot 86,400 / 1000 = 21,600 \text{ m}^3$$

Zona alm. lodo:

Suponga digestión convencional de lodos cargada a 0.048 - 0.064 kg sólidos volátiles/m³/d a un tiempo de retención de 30 días. También, 100% de los sólidos suspendidos se sedimentan en la laguna anaerobia a 2% de sólidos.

$$\begin{aligned} \text{Vol. lodos} &= 200 \cdot 50 \cdot 86,400 / 1,000,000 = 864 \text{ kg/d} \\ &= 864 \cdot 1,000,000 / 20,000 / 1000 = 43.2 \text{ m}^3/\text{d} \end{aligned}$$

Retención de lodos:

$$R = 30 \text{ días basado en } 24^\circ\text{C}$$

Utilizando la relación de Gas/día para determinar el efecto de temperatura sobre la producción de gas (Marais, 1966), donde la temperatura media anual es de 18°C:

$$\frac{\text{Relación de Vol. de Gas a } 24^\circ\text{C} \quad 30}{\text{Relación de Vol. de Gas a } 18^\circ\text{C} \quad 10} = \frac{30}{10} = 3.0$$

Entonces

$$R_{18^\circ\text{C}} = 3.0 \cdot R_{24^\circ\text{C}} = 3.0 \cdot 30 = 90 \text{ días}$$

Volumen de la zona de almacenamiento de lodos para retención de 90 días:

$$\text{Vol. zona almacenamiento} = 43.2 \cdot 90 = 3,888 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. Total} = 21,600 + 3,888 = 25,488 \text{ m}^3$$

Tiempo total de retención hidráulica:

$$\text{Tiempo de Retención} = 25,488 \cdot 1000 / 50 / 86400$$

$$TR = 5.9 \text{ días}$$

c) área para laguna anaerobia con profundidad de 3 m,

$$A = 25,488 / 3 = 8496 \text{ m}^2 = 0.85 \text{ ha}$$

d) carga a la laguna anaerobia,

$$\text{carga volumétrica} = 1296/25,488 = 0.05 \text{ DBO}_U \text{ kg/m}^3/\text{d}$$

$$\text{carga superficial} = 1296/0.85 = 1525 \text{ kg DBO}_U/\text{ha/d}$$

e) tiempo de retención requerido para laguna facultativa (suponer 60% remoción en laguna anaerobia) de la Figura 11,

$$R = 30 \text{ días}$$

f) volumen requerido,

$$\text{Vol.} = 30 \times 30 \times 86,400/1000 = 129,600 \text{ m}^3$$

g) área para laguna facultativa,

$$A = 129,600/1.5 = 86,400 \text{ m}^2 = 8.64 \text{ ha}$$

nota: no es necesario agregar profundidad adicional para la zona anaerobia debido a la laguna anaerobia, profundidad total = 1.5 m

h) carga superficial,

$$\text{carga orgánica} = 120 \times 50 \times 86,400/10^6 = 518 \text{ kg DBO}_U/\text{d}$$

$$\text{carga superficial} = 518/8.64 = 60 \text{ kg DBO}_U/\text{ha/d}$$

En el Cuadro 29 se presenta una comparación de los requerimientos de diseño para sistemas de lagunas facultativas convencionales y sistemas anaerobios-facultativos. El sistema de lagunas anaerobio facultativo reduce los requerimientos volumétricos y superficiales en más de la mitad. Por consiguiente, la incorporación de unidades de pretratamiento anaerobio en conjunto con lagunas facultativas puede resultar en diseños que hacen uso más eficiente de los recursos disponibles.

IV. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aguirre, J., Nitrification and Denitrification in a Model Waste Stabilization Pond, Tesis, Universidad de Texas, Austin, Texas (1967).
- Bartsch, A. F., "Algae as a Source of Oxygen in Waste Treatment," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 33, 3, 239 (1961).
- Canter, L. W., Englande, A. J., y Mauldin, A. F., "Loading Rates on Waste Stabilization Ponds," Jour. San. Engr. Div., Proc. ASCE, 95, SA 6, 1117 (1969).
- Coetzee, O. J., y Fourie, N., "The Efficiency of Conventional Sewage Purification Works, Stabilization Ponds and Maturation Ponds with Respect to the Survival of Pathogenic Bacteria and Indicator Organisms," Conf. on: The Problems Associated with the Purification, Discharges and Reuse of Municipal and Industrial Effluents, Pretoria (1963).
- Cooper, R. C., Oswald, W. J. y Bronson, J. C., "Treatment of Organic Industrial Wastes by Lagooning," Proc. 20th Ind. Waste Conf., Purdue Univ., Ext. Ser. 117 (1965).
- Cubillos, A., "Lagunas de Estabilización, Su Eficiencia en Remoción de Materia Orgánica y Microorganismos en las Condiciones del Trópico," Informe Final, Universidad del Valle, Cali, Colombia (1970).
- Davis, E. M. y Gloyna, E. F., "Algal Influences on Dieoff Rates of Indicator Bacteria," Proc. 25th Ind. Waste Conf., Purdue Univ. (1970).
- Eckenfelder, W. W. y O'Connor, D. J., Biological Waste Treatment, Pergamon Press: London (1961).
- Englande, A. J., Effect of Organic Loading Rates on Facultative Waste Stabilization Pond Performance, Tesis, Tulane Univ., New Orleans, La. (1969).
- Fair, G. M. y Geyer, J. C., Water Supply and Wastewater Disposal, Wiley, New York (1957).
- Fitzgerald, G. P. y Rohlich, G. A., "An Evaluation of Stabilization Pond Literature," Sew. and Ind. Wastes, 30, 10, 1213 (1958).
- Foree, E. G. y McCarty, P. L., "The Decomposition of Algae in Anaerobic Waters," Dept. Civil Engr., Stanford Univ., Tech. Report #95 (1968).

- Gloyna, E. F., Waste Stabilization Ponds - Basis for Wastewater Treatment, World Health Organization, Monograph Series No., WD/67.2 (1969).
- Gloyna, E. F., Waste Stabilization Ponds, World Health Organization, Monograph Series No. 60, Geneva (1971).
- Gloyna, E. F. y Espino, E., "Sulfide Production in Waste Stabilization Ponds," Jour. San. Engr. Div., Proc. ASCE, 95, SA 3 (1969).
- Hermann, E. R. y Gloyna, E. F., "Waste Stabilization Ponds, III. Formulation of Design Equations," Sew. and Ind. Wastes, 30, 8, 963 (1958).
- Huang, J. y Gloyna, E. F., "Effect of Organic Compounds on Photosynthetic Oxygenation, Part II. Design Modification for Waste Stabilization Ponds," Jour. Water Research, 2, 6 (1968).
- Jayangoudar, I. S., Kothandaraman, V., Thergaonkar, V. P. y Shaik, S. G., "Rational Process Design Standards for Aerobic Oxidation Ponds in Ahmedabad, India," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 42, 8, 1501 (1970).
- Kuentzel, L. E., "Bacteria, Carbon Dioxide, and Algal Blooms," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 41, 10, 1737 (1969).
- Marais, G. v. R., "A Design Chart for a Series of Oxidation Ponds Treating Raw Sewage and Some Remarks on the Depth of the First Ponds," The Civil Engineer in South Africa, 241 (1963).
- Marais, G. v. R., "A Dynamic Theory for the Design of Oxidation Ponds," Second Int. Symp. for Waste Treat. Lagoons, Kansas City, Mo. (1970).
- Marais, G. v. R., "New Factors in the Design, Operation and Performance of Waste Stabilization Ponds," Bull. of the World Health Org., 37, 737 (1966).
- Marais, G. v. R. y Shaw, V. A., "A Rational Theory for Design of Sewage Stabilization Ponds in Central and South Africa," Trans. S. Afr. Industrial Civ. Engrs., 3, 205 (1961).
- McGarry, M. G. y Pescod, M. B., "Stabilization Pond Design Criteria for Tropical Asia," Second Int. Symp. for Waste Treat. Lagoons, Kansas City, Mo. (1970).
- Meiring, P. G. J., Drews, R. J. L. C., van Eck, H. y Stander, G. J., "A Guide to the Use of Pond Systems in South Africa for the Purification of Raw and Partially Treated Sewage," CSIR Special Report WAT 34 (1968).

- Oswald, W. J., "Advances in Anaerobic Pond Systems Design," Adv. in Water Quality Improvement, Volume I, The Univ. of Texas Press (1968).
- Oswald, W. J., "Advances in Stabilization Pond Design," Proc. 3rd Annual San. and Water Res. Engr. Conf., Vanderbilt Univ., Nashville, Tenn. (1964).
- Oswald, W. J., "Fundamental Factors in Stabilization Pond Design," Proc. Third Conf. on Biol. Waste Treatment, Manhattan Coll., New York (1960).
- Oswald, W. J., "Light Conversion Efficiency of Algae Grown in Sewage," Jour. San. Engr. Div., Proc. ASCE, 86, SA 4, 71 (1960a).
- Oswald, W. J., Golueke, C. G. y Tyler, R. W., "Integrated Pond Systems for Subdivisions," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 39, 8, 1289 (1967).
- Oswald, W. J., Gotaas, H. B., Golueke, C. G. y Kellen, W. R., "Algae in Waste Treatment," Sew. and Ind. Wastes, 29, 4, 437 (1957).
- Oswald, W. J., Meron, A. y Zabat, M., "Designing Waste Ponds to Meet Water Quality Criteria," Second Int. Symp. for Waste Treat. Lagoons, Kansas City, Mo. (1970).
- Parker, C. D., "Microbiological Aspects of Lagoon Treatment," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 34, 2, 149 (1962).
- Parker, C. D., Jones, H. L. y Greene, N. C., "Performance of Large Sewage Lagoons at Melbourne, Australia," Sew. and Ind. Wastes, 31, 2, 133 (1959).
- Parker, C. D., Jones, H. L. y Taylor, W. S., "Purification of Sewage in Lagoons," Sew. and Ind. Wastes, 22, 6, 760 (1950).
- Parker, C. D. y Skerry, G. P., "Function of Solids in Anaerobic Lagoon Treatment of Wastewater," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 40, 2, part I, 192 (1968).
- Purushothaman, K., "Field Studies on Stabilization Ponds in South India," Second Int. Symp. for Waste Treat. Lagoons, Kansas City, Mo. (1970).
- Roesler, J. F., Mathematical Simulation of Waste Stabilization Ponds, Tesis, Dept. Civil Engr., Univ. of Cincinnati, Cincinnati, Ohio (1970).

- Shaw, V. A., Meiring, P. G. J. y van Eck, H., "Preliminary Results of Research on Raw Sewage Stabilization Ponds," Sew. and Sanitation Res. Unit, National Institute for Water Research, CSIR Special Report, No. 189, Pretoria, South Africa (1962).
- Stander, G. J. y Meiring, P. G. J., "Employing Oxidation Ponds for Low Cost Sanitation," Jour. Wat. Poll. Cont. Fed., 37, 7, 1025 (1965).
- Suwannakarn, V., Temperature Effects on Waste Stabilization Pond Treatment, Disertación, The Univ. of Texas, Austin, Texas (1963).
- Suwannakarn, V. y Gloyna, E. F., "Efecto de la Temperatura en el Tratamiento de Aguas Residuales Mediante Estanques de Estabilización," Bol. Oficina San. Panamericana, 56 (1964).
- Thirumurthi, D., "Design Principles of Waste Stabilization Ponds," Jour. San. Engr. Div., Proc. ASCE, 95, SA 2 (1969).
- Thirumurthi, D. y Gloyna, E. F., "Relative Toxicity of Organics to Chlorella Pyrenoidosa," Tech. Rep. to the Water Supply and Poll. Cont. Div., USPHS (1965).
- Thirumurthi, D. y Nashashibi, D. I., "A New Approach for Designing Waste Stabilization Ponds," Water and Sewage Works, 114, RN, R208 (1967).
- van Eck, H. y Simpson, D. E., "The Anaerobic Pond System," The Jour. and Proc. of the Inst. of Sewage Purification, Part 3 (1966).
- Vincent, L. J., Algie, W. E. y Marais, G. v. R., "A System of Sanitation for Low Cost High Density Housing," Symp. on Hygiene and San. in Relation to Housing, CCTA/WHO (1963).

CUADRO N° 1: CRITERIOS DE DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

PARAMETRO:	TIPO DE LAGUNA			
	AEROBIA	FACULTATIVA	ANAEROBIA	AERADA
Profundidad (m)	0.2 - 0.3	1.0 - 2.5	2.5 - 5.0	2.5 - 5.0
Tiempo Retencion (d)	2 - 6	7 - 50	5 - 50	2 - 10
Carga Organica: kg/ha/d	111 - 222	22 - 55	280 - 4500	---
Remocion DBO (%)	80 - 95	70 - 95	50 - 80	80 - 95
Concentracion de Algas: (mg/l)	100	10 - 50	---	---

NOTA:

La laguna aerobia necesita ser mezclada periódicamente.

CUADRO No. 29

COMPARACION DE LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO
 PARA SISTEMAS DE LAGUNAS FACULTATIVAS CONVENCIONALES
 Y LAGUNAS ANAEROBIAS-FACULTATIVAS

Sistema	Tiempo de Retención (días)	Volumen (m ³)	Area Superficial (ha)	Carga Superficial (kg/ha/d)	Carga Volumétrica (kg/m ³ /d)
A:					
Facultativa	82	354,240	23.6	55	---
Maduración	15	64,800	5.4	---	---
.....					
Total	97	419,040	29.0	---	---
=====					
B:					
Anaerobia	5.9	25,488	.8	1525	.05
Facultativa	30	129,600	8.6	60	---
Maduración	15	64,800	5.4	---	---
.....					
Total	50.90	219,888	14.9	---	---



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XXV Curso Intensivo sobre:

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

IMPACTO DE LA DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES

EN EL AMBIENTE Y LA BIOTA DE UN RIO

PEDRO MARTINEZ PEREDA
Profesor-Investigador de
Ingeniería Ambiental
División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería. UNAM.

EFFECTO DE LA CONTAMINACION DEL AGUA EN EL AMBIENTE Y EN LA BIOTA ACUATICA EN UN RIO

A continuación presentaremos de una manera esquemática el impacto que produce la contaminación por la descarga de aguas residuales en el ambiente de los ríos y por consiguiente en la vida acuática o biota. Se han escogido aguas negras domésticas como fuente de contaminación.

La disminución en el oxígeno disuelto y la formación de depósitos de lodos son las alteraciones del medio ambiente mas comunmente visibles que dañan la vida acuática. Los peces y los organismos de los que estos se alimentan pueden ser reemplazados por una horda dominante de animales como *larvas de mosquito, gusanos de sangre, gusanos de lodos, gusanos de cola de rata y sanguijuelas*. Algas gelatinosas de color negro pueden cubrir los lodos y conforme los olores pestilentos y a podredumbre emergen del agua la pintura de las casas cercanas se decolora. Esto obliga a las comunidades a combatir la contaminación sin demora. Este escenario biótico enfatiza que la contaminación es tan efectiva como la sequía en reducir la utilidad de un recurso hidráulico.

No existen dos ríos que sean siempre exactamente iguales. En su individualismo, las corrientes difieren entre sí en los detalles de respuesta a la indignidad de la contaminación.

En los párrafos subsecuentes y que describen las figuras 1 a la 8, una corriente hipotética está pensada de tal manera, que se apegue a la teoría con exactitud, mostrando precisamente como una corriente idealizada y su biota deberían reaccionar en un sistema perfecto. En la realidad, desde luego, ninguna corriente será como esta,

aunque los principios que se muestran pueden aplicarse con buen juicio a los problemas reales que se puedan presentar.

Condiciones hipotéticas

1. La etapa para discusión, se indica en la Figura 1. El eje horizontal representa la dirección y distancia del flujo de la corriente de izquierda a derecha. Tiempo y distancia del escurrimiento aguas abajo se indican en días y también en millas. La escala vertical de cantidad, o más bien concentración (expresado en partes por millón), se aplica al oxígeno disuelto y demanda bioquímica de oxígeno a distancias aguas arriba y aguas abajo del punto de origen de la descarga de aguas negras, que se identifica como punto cero. Aquí, aguas negras crudas de una comunidad de 40,000 habitantes descarga a la corriente. El caudal de la corriente es de 100 pies cúbicos por segundo ($2.85 \text{ m}^3/\text{seg}$); se supone que ocurre mezclado completo, y que la temperatura del agua es de 25°C . En estas condiciones, la curva del perfil de oxígeno disuelto (OD) alcanza su punto mas bajo después de 2½ días de flujo y después aumenta de nuevo hacia una restauración similar a la de aguas arriba de la descarga, donde no hay contaminación.

La curva de demanda bioquímica de oxígeno (DBO) indica valores bajos aguas arriba, donde no hay contaminación, aumenta en el punto cero debido a la gran carga de aguas negras y gradualmente decrece desde este punto hacia abajo hasta una condición que sugiere aguas no-contaminadas. La DBO y el OD están interrelacionados de tal manera, que la concentración de OD es baja cuando la DBO es alta, y lo contrario también es cierto.

En la Figura 1, se distinguen cuatro zonas características:

- ZONA I : REPRESENTA AGUAS CLARAS
- ZONA II : REPRESENTA UNA ZONA DE DEGRADACION
- ZONA III : REPRESENTA UNA ZONA DE DESCOMPOSICION ACTIVA
- ZONA IV : REPRESENTA UNA ZONA DE RECUPERACION

Efecto de la reaeración

La curva de la Figura 1 representa el perfil de oxígeno disuelto (concentración en mg/ℓ a lo largo del río). Esta curva se conoce como la "curva de flambeo de oxígeno disuelto" o perfil de oxígeno disuelto a lo largo del río. Los valores a la derecha del punto cero corresponden a la localización en millas aguas abajo de la descarga de aguas negras. Se supone una mezcla completa y la temperatura del agua es de 25°C. La forma de la curva de OD, aguas abajo del punto de descarga de aguas residuales es la resultante neta de dos curvas, Figura 2: una que corresponde a la disminución del oxígeno disuelto debido a su consumo para la oxidación de materiales orgánicos contenidos en la descarga de aguas negras, y la otra corresponde a la ganancia de oxígeno por reaeración natural. La Figura 1 indica que la curva alcanza un mínimo después de 27 millas de recorrido, que corresponden a 2½ días y un valor de OD de 1.5 mg/ℓ

Este proceso de desoxigenación reduciría el OD hasta cero en 1½ días (18 millas) si no hubiere factores en operación que pudieran aportar OD al agua. Después de alcanzar un mínimo, el OD se incrementa hasta alcanzar eventualmente un valor igual al de aguas arriba de la descarga de aguas negras; es decir, 7 mg/ℓ

Si la población de la ciudad se mantiene razonablemente constante durante el año, y por tanto el caudal de aguas residuales también, el punto inferior de la curva de oxígeno disuelto, se desplazará aguas arriba o aguas abajo con los cambios de temperatura. En el invierno la tasa de oxidación es más baja, y la solubilidad de oxígeno por reaeración mayor, ya que la solubilidad de oxígeno en agua aumenta a bajas temperaturas. La combinación de estos dos factores desplazan el punto bajo de OD aguas abajo. Durante el verano ocurre lo contrario.

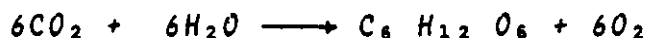
El tramo del río donde ocurren los valores más bajos de OD representa el ambiente del río más pobre en recursos de oxígeno disuelto. Las especies vivientes que requieren valores altos de OD, como peces de agua fría, se sofocan y se desplazan a otras áreas con recursos de OD mayores.

La otra curva de la Figura 1 corresponde a la Demanda Bioquímica de Oxígeno. La DBO se utiliza como una medida de la cantidad de oxígeno que se requiere para la oxidación, mediante la acción bioquímica aerobia, de la materia orgánica presente en una muestra de agua. La DBO es baja en la parte del río aguas arriba de la descarga, cerca de 2 mg/ℓ, ya que no hay mucha materia orgánica presente que consuma oxígeno. La DBO se incrementa abruptamente en el punto cero, y decrece gradualmente aguas abajo de este punto, conforme la materia orgánica descargada se oxida progresivamente, hasta que alcanza un valor de 2 mg/ℓ, indicativo de agua no contaminada.

Esta situación se presenta aproximadamente a las 100 millas aguas abajo de la descarga de la ciudad. La DBO y el OD están tan interrelacionados que la concentración de OD es baja donde la DBO es alta y viceversa.

Efecto de la luz

En cualquier punto seleccionado en la corriente, hay una variación en la concentración de oxígeno disuelto dependiendo de la hora del día. Durante las horas diurnas, algas y otras plantas aportan oxígeno al agua a través del proceso de fotosíntesis. La cantidad de oxígeno puede ser tan considerable que el agua se sobresatura durante las horas de día. Además de producir oxígeno, el proceso de fotosíntesis resulta en la fabricación de azúcares que sirven de base para sostener la vida en la corriente. Esto se ilustra por medio de la siguiente reacción química:



Al mismo tiempo que ocurre la fotosíntesis, también hay respiración de los organismos vivos, pero esta ocurre las 24 horas del día. Durante la respiración se utiliza oxígeno y se desecha CO_2 . Durante el día las algas, pueden ceder oxígeno en exceso del que necesitan para respirar otros organismos acuáticos y para satisfacer la DBO. Estas condiciones se pueden dar en la zona de recuperación en particular. Pueden ocurrir por tanto sobresaturación de OD.

Por la noche, no hay fotosíntesis y el exceso de OD se utiliza gradualmente en la respiración de todas las formas de vida acuática y para satisfacer la DBO. Para registrar esas variaciones en OD, es necesario tomar muestras de la corriente las 24 horas del día.

Descomposición de la materia orgánica

Durante la utilización rápida del alimento (materia orgánica) contenido en las aguas residuales, la reproducción de bacterias es óptima y la utilización de OD es razonablemente proporcional a la tasa de utilización de alimentos. La figura 4 ilustra las transformaciones sucesivas aguas abajo de la descarga, de amoniaco a nitritos y a nitratos. Inicialmente hay un alto consumo de oxígeno por las bacterias que se alimentan de compuestos proteínicos contenidos en la descarga de aguas negras frescas.

Conforme estos compuestos se van acabando aguas abajo, la concentración de OD se recupera progresivamente hasta el valor inicial de aproximadamente 7 mg/ℓ. Algo semejante ocurre con los carbohidratos. Los productos finales de la descomposición aerobia y anaerobia de la materia carbonosa y nitrogenada son:

a. Descomposición de la materia carbonosa

Aerobia: CO_2, H_2O

Anaerobia: Ácidos, alcoholes, $CO_2, H_2, CH_4,$
otros productos

b. Descomposición de la materia orgánica nitrogenada

Aerobia:(productos finales): $NO_3^-, CO_2, H_2O, SO_4^{-2}$

Anaerobia: (productos finales): mercaptanos, H_2S

El nitrógeno y el fósforo en las aguas residuales causan problemas especiales en las aguas receptoras. Favorecen el crecimiento de plantas verdes a altas concentraciones.

Plantas acuáticas

En la Figura 5, parte inferior, se indica la profundidad de los lodos con la distancia a partir de la descarga de aguas residuales. La profundidad máxima se presenta cerca de la descarga y luego se reduce gradualmente por la descomposición de las bacterias y otros organismos hasta que se hace insignificante a unas 30 millas. También, en la descarga hay una gran turbiedad debido a la presencia de sólidos suspendidos finos. Conforme estos sólidos se asientan, el agua se aclara y recupera la transparencia que tenía aguas arriba de la descarga. En la parte superior de la figura se presenta la distribución de plantas acuáticas. Poco después de la descarga, los hongos logran su máximo crecimiento. Estos y las bacterias filamentosas (*Esfarotilus*) están asociadas a la acumulación de lodos. En las primeras 36 millas, la alta turbiedad no permite el desarrollo de algas, pues no penetra la luz. El único tipo de algas que puede crecer es la azul-verde, característica de las aguas contaminadas.

A partir de la milla 36, las algas empiezan a multiplicarse y el plánton, se hace más abundante. Este constituye una buena fuente de alimento para los animales acuáticos. Así, en las zonas de recuperación y de aguas claras se desarrolla una gran diversificación de plantas y paralelamente de animales acuáticos que resultan en gran variedad de especies.

Bacterias y ciliados

La Figura 7, ilustra la interrelación entre bacterias y otras especies de plánton animal (protozoarios, rotíferas, crustáceos). Se presentan dos curvas de "decaimiento", una para el número total de bacterias en las aguas negras y otra para

bacterias del grupo coliforme. Las dos curvas en forma de campana corresponden a protozoarios ciliados y rotíferas.

Una vez que entran en la corriente con las aguas residuales, las bacterias se reproducen en forma abundante alimentándose de la materia orgánica en las aguas negras. Los protozoarios ciliados, pocos al principio, se alimentan de las bacterias. La población bacteriana decrece gradualmente, tanto por el proceso natural de decaimiento, como por la acción de rapiña de los protozoarios. Después de aproximadamente 2 días de flujo (24 mi) aguas abajo de la descarga, el ambiente es más propicio para los ciliados, que se constituyen en el grupo predominante de plánton animal. Después de 7 días de flujo (84 mi), los ciliados son víctimas de rotíferas y crustáceos, que se convierten en la especie dominante. En consecuencia, este proceso biológico de utilización de las aguas negras depende de una estrecha interrelación de sucesión de especies de plánton animal, una clase de organismos captura y come a la otra.

La corriente puede imaginarse como una planta natural de tratamiento de aguas negras. La estabilización de las aguas negras en una planta es mas rápida cuando están presentes feroces ciliados comedores de bacterias, para mantener la población bacteriana baja y a una alta tasa de crecimiento.

Formas mayores de especies animales

La Figura 8 ilustra estos tipos a lo largo de la corriente así como el número. La curva (a) representa la variedad; es decir los números de especies de organismos que se encuentran en condiciones variables de contaminación. La curva (b) representa la población en miles de individuos de cada especie por pie cuadrado.

Aguas arriba de la descarga (aguas claras), hay una gran variedad de organismos pero pocos de cada clase. En el punto de descarga de aguas residuales, el número de diferentes especies se reduce y se reduce drásticamente la composición del biota. La nueva biota esta representada por unas pocas especies, pero hay un incremento impresionante en el número de individuos de cada clase comparado con la densidad de población aguas arriba.

La relación entre el número de especies y la población total, se expresa como un INDICE DE DIVERSIDAD DE ESPECIES (IDE), que se define como:

$$IDE = \frac{S - 1}{\text{Log. } I}$$

S= Número de especies

I= Número total de organismos individuales contados

Mientras mayor sea el índice más productivo es el sistema acuático

Eutroficación

Proceso natural de envejecimiento de lagos. Progresa independientemente de las actividades del hombre. La contaminación, no-obstante, acelera el proceso y reduce la esperanza de vida de un cuerpo de agua. El estado más joven del ciclo de vida se caracteriza por una baja concentración de nutrientes de plantas y poca productividad biológica (lagos oligotróficos). Después el lago es mesotrófico (intermedio) y finalmente el lago se convierte en eutrófico, muy productivo. El estado final previo a la extinción es una laguna, pantano o matorral.

El enriquecimiento con nutrientes y la sedimentación, son los contribuyentes principales al proceso de envejecimiento.

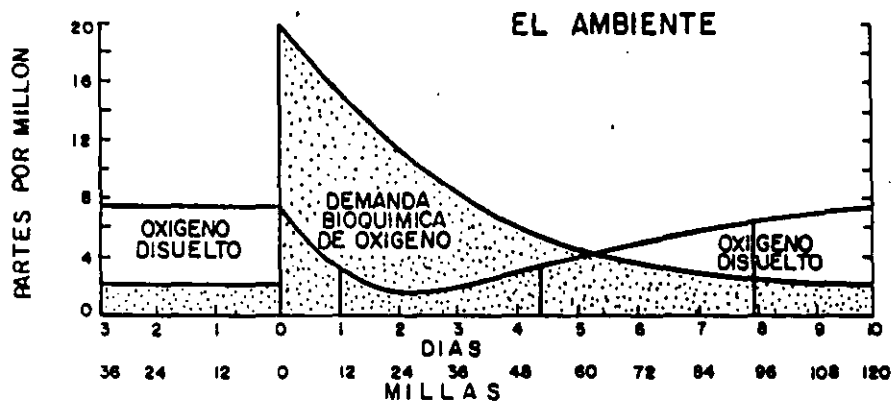


Fig. 1 Representación esquemática de la variación típica de oxígeno disuelto y demanda bioquímica de oxígeno en una corriente hipotética, que recibe una descarga de aguas residuales domésticas crudas.

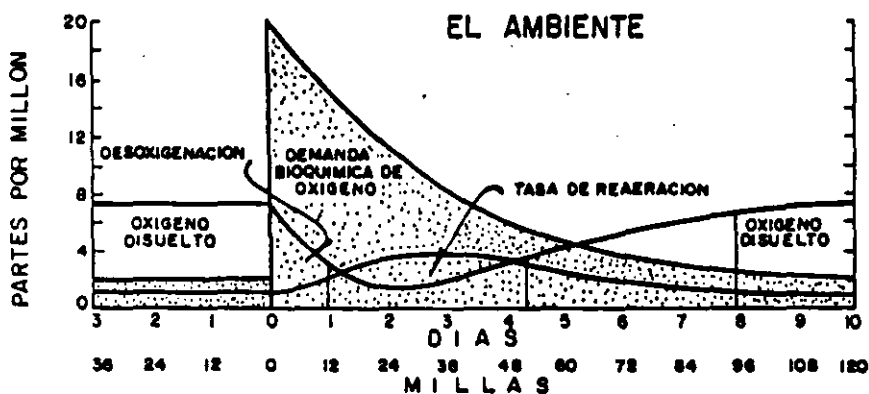


Fig. 2 La concentración de oxígeno disuelto en la corriente disminuye parcialmente por efecto de la carga contaminante. El proceso de reaeración evita la disminución total.

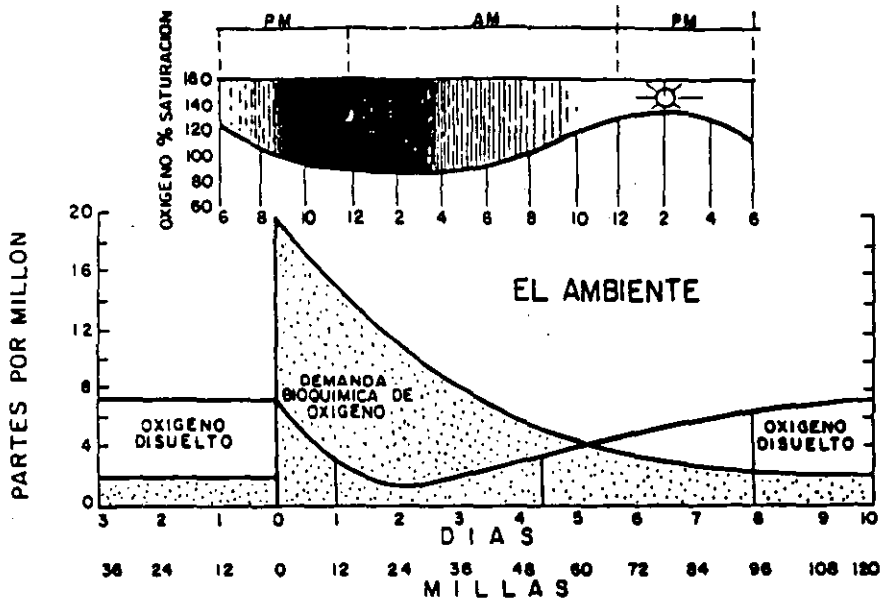


Fig. 3 El oxígeno disuelto fluctúa en función de la luz disponible como resultado de la fotosíntesis.

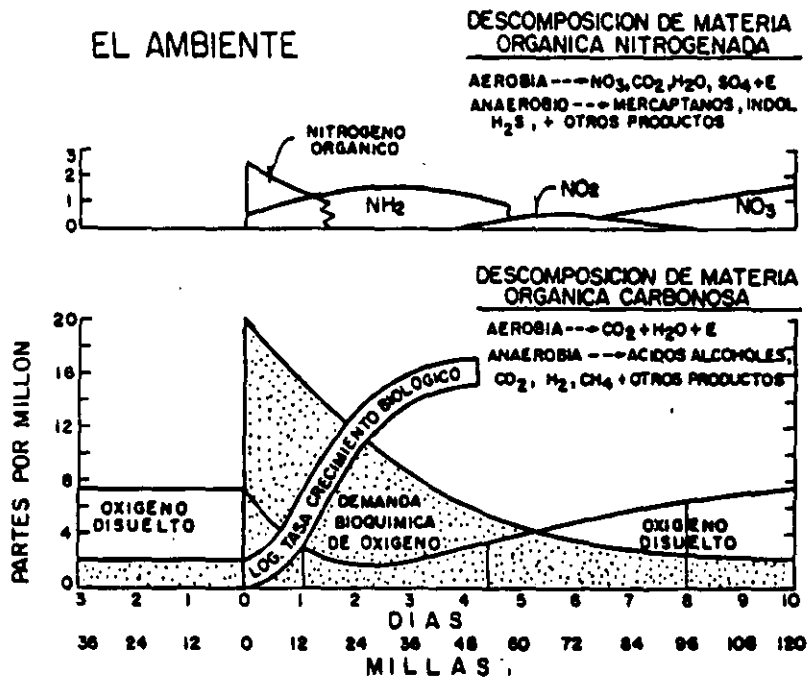


Fig. 4 Con el fuerte influjo de compuestos carbonosos y nitrogenados de las aguas residuales, el crecimiento bacteriano se acelera y el oxígeno disuelto se utiliza para oxidar estos compuestos. Conforme el proceso progresa, la materia orgánica se utiliza como alimento y la DBO disminuye.

FACTORES QUE AFECTAN LA BIOTA
EL CRECIMIENTO:

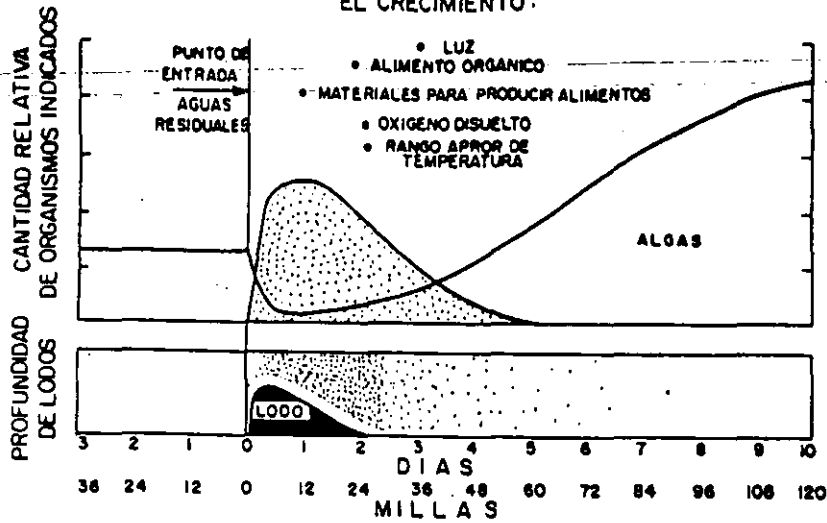


Fig. 5 Cerca de la descarga de aguas residuales, los hongos alcanzan el máximo crecimiento. Estos están asociados con los depósitos de lodos que se ilustran en la parte baja de la curva. El lodo se descompone gradualmente; y, conforme la corriente se aclara, empiezan a desarrollarse y multiplicarse las algas.

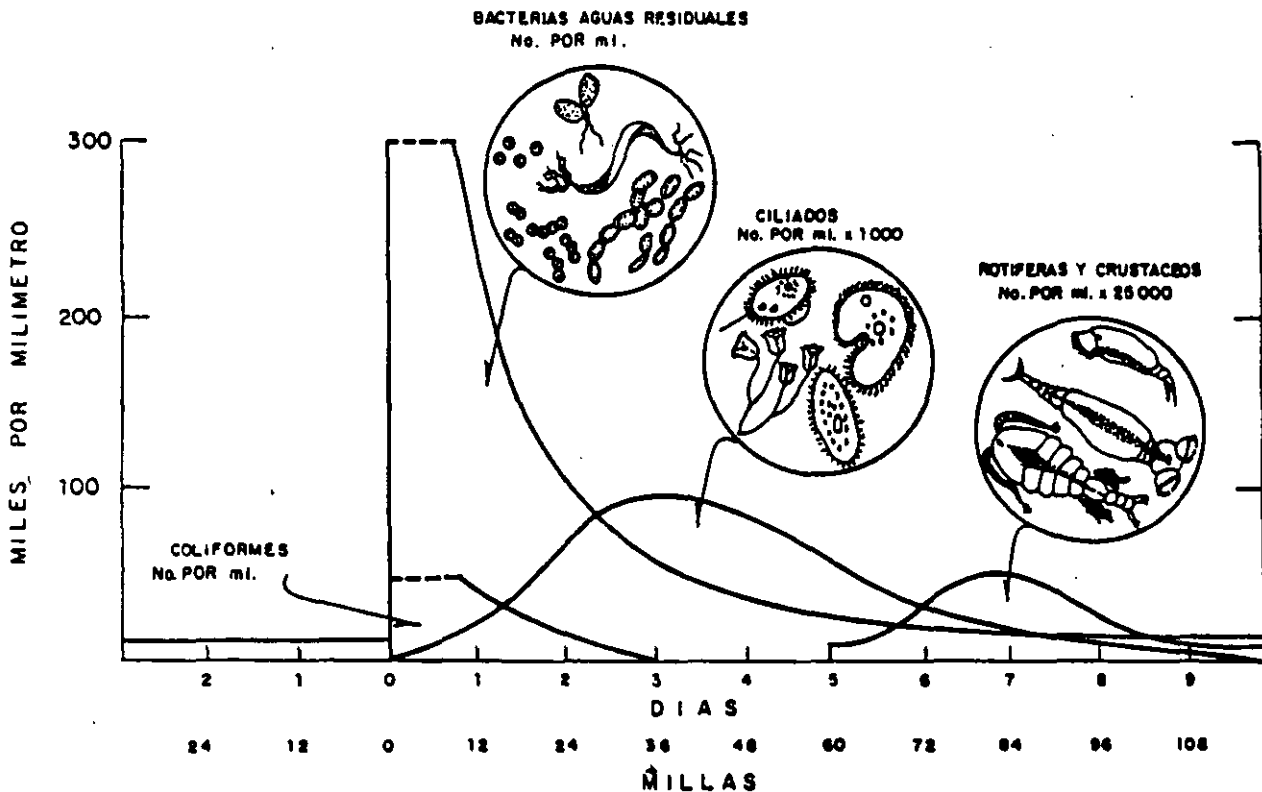


Fig. 6 Las bacterias prosperan con los ciliados y finalmente son devoradas por estas. A su vez, los ciliados sirven de alimento a rotíferos y crustáceos.

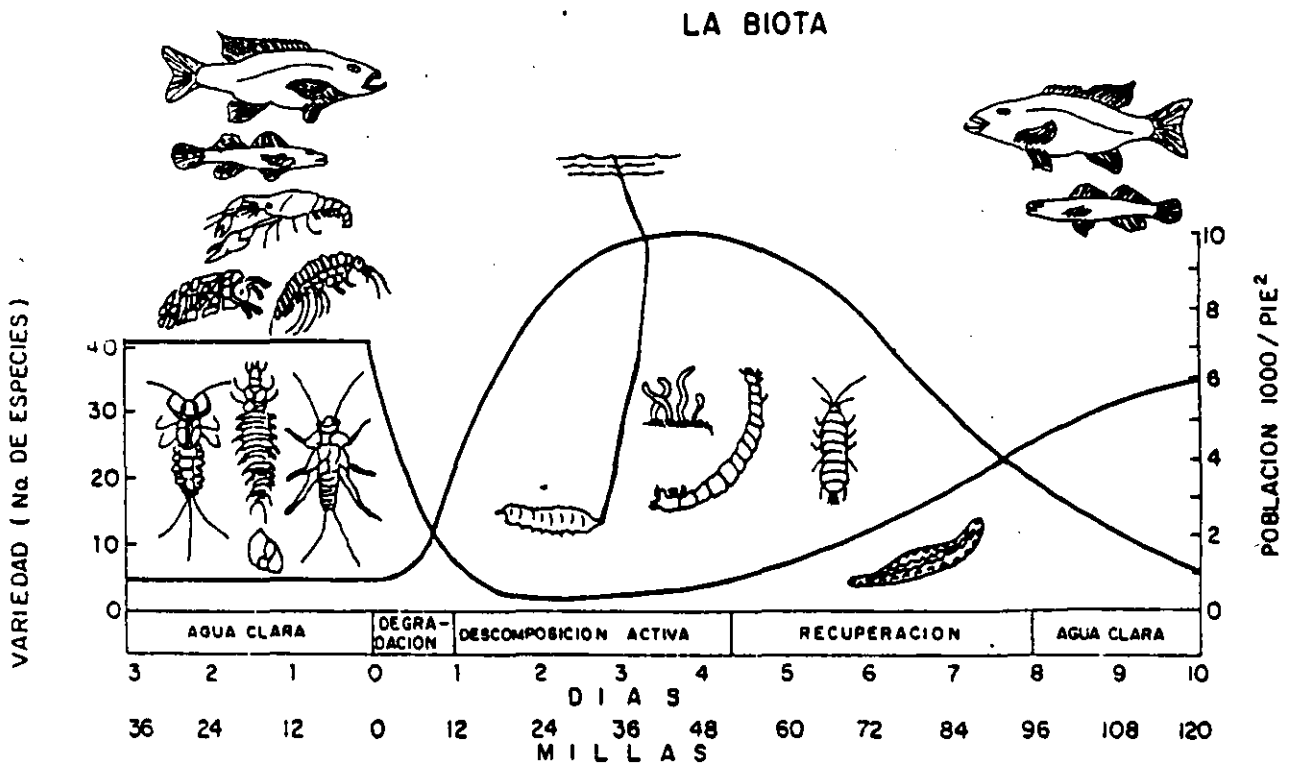


Fig. 7 La curva superior ilustra las fluctuaciones en el número de especies; la curva inferior indica las variaciones en el número de cada especie.

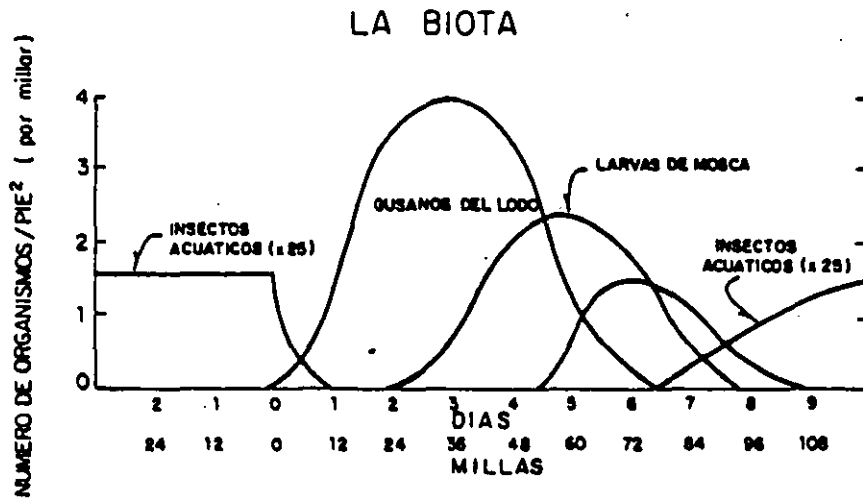


Fig. 8 La curva de población de la Fig. 7 se compone de series de máximos para especies individuales, cada una de ellas multiplicándose y extinguiéndose conforme las condiciones de la corriente varían.

nueva biota está representada por unas pocas especies, pero hay un incremento impresionante en el número de individuos de cada clase comparado con la densidad de población aguas arriba.

La relación entre el número de especies y la población total, se expresa como un INDICE DE DIVERSIDAD DE ESPECIES (IDE), que se define como

$$IDE = \frac{S - 1}{\text{Log. } I}$$

S = Número de especies .

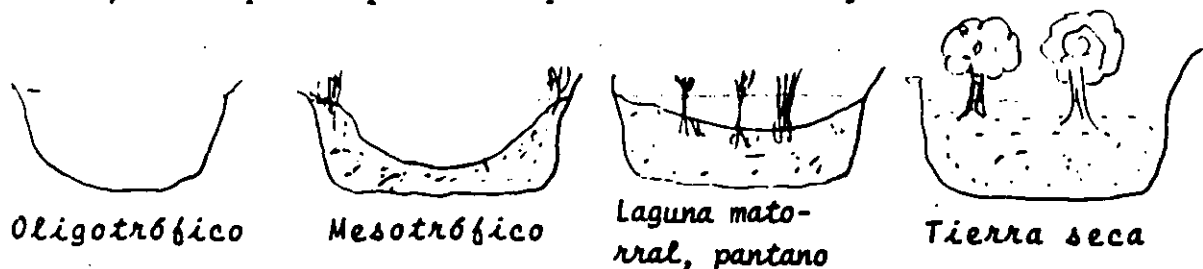
I = Número total de organismos individuales contados

Mientras mayor sea el índice más productivo es el sistema acuático

EUTROFICACION

Proceso natural de envejecimiento de lagos. Progresa independientemente de las actividades del hombre. La contaminación, no obstante, acelera el proceso y reduce la esperanza de vida de un cuerpo de agua. El estado más joven del ciclo de vida se caracteriza por una baja concn. ^{entrañada} de nutrientes de plantas y poca productividad biológica (lagos oligotróficos). Después el lago es mesotrófico (intermedio) y finalmente el lago se convierte en eutrófico (bien), muy productivo. El estado final previo a la extinción es una laguna, pantano o matorral

El enriquecimiento de nutrientes y la sedimentación, son los contribuyentes principales al proceso de envejecimiento.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

**AGUAS RESIDUALES: INDICADORES, PARAMETROS DE
CALIDAD Y EFECTOS EN EL MEDIO AMBIENTE**

DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA

**PROFESOR INVESTIGADOR DE
INGENIERIA SANITARIA Y
AMBIENTAL. DIVISION DE ES
TUDIOS DE POSGRADO.
FACULTAD DE INGENIERIA,
UNAM.**

INDICADORES Y PARAMETROS DE LA CALIDAD DEL AGUA

1. INTRODUCCION

Todas las naciones del mundo están luchando por elevar el nivel de vida de los ciudadanos. En general lo consiguen mediante una mayor industrialización y el desarrollo de los recursos naturales en minería, silvicultura, piscicultura y agricultura. Estos adelantos traen consigo la necesidad de generar energía, lo que tiene un efecto perjudicial en el ambiente. El agua limpia, en particular, se está convirtiendo en un elemento escaso. Aunque un tratamiento adecuado puede volver utilizable el agua de ríos y otros cuerpos contaminados, desde luego es más razonable impedir que éstos se contaminen. De esta manera se protege un valioso recurso natural capaz de proveer aguas limpias para recreo y para múltiples aplicaciones industriales y agrícolas. El costo de protegerlas es comparable con el del tratamiento para depurarlas. Por tanto, se necesita un plan para mantener "pura" el agua de cualquier país.

Para lograr una comprensión clara de los diferentes procedimientos aplicables en el tratamiento de las aguas residuales, es necesario conocer de antemano ciertas características cualitativas tanto de las aguas residuales como de aquellas en las que éstas se vierten. Por lo tanto, esta presentación tiene por objeto describir, en forma general, los principales parámetros que se utilizan en Ingeniería Sanitaria para indicar la calidad de las aguas desde el punto de vista de su polución.

2. CARACTERISTICAS DE LA CALIDAD DEL AGUA

Hasta hace unas dos décadas el hombre se conformaba con caracterizaciones más bien

de tipo general sobre la calidad del agua. Si se apreciaba limpia y transparente al sentido de la vista, se consideraba buena. Naturalmente, había excepciones importantes en el área de la salud pública, una vez que se conocían las relaciones entre el agua y las enfermedades. No obstante, la preocupación por la calidad podía resolverse por otras alternativas distintas a la de su administración, como por ejemplo, recurrir a fuentes más distantes.

El conocimiento de la naturaleza de las características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales es esencial en el diseño y operación de los sistemas de captación, tratamiento y disposición, así como para la administración de la calidad del ambiente.

En la Tabla 1 se indican los principales parámetros que se utilizan comúnmente para caracterizar las aguas residuales, y en la Tabla 2 se presenta la composición de las aguas residuales domésticas. Las determinaciones analíticas varían desde los análisis químicos cuantitativos hasta los físicos y biológicos, de carácter más bien cualitativo. Muchos de estos parámetros están interrelacionados. Por ejemplo, la temperatura, que es un parámetro físico, afecta tanto la actividad biológica como la cantidad de gases disueltos en las aguas, parámetros estos biológico y químico respectivamente. Los métodos analíticos para determinar estos parámetros se encuentran explicados detalladamente en los Métodos Estándar para el Análisis de Agua y Aguas Residuales (1). Otra referencia recomendable es el libro Chemistry for Sanitary Engineers (2).

2.1 CARACTERISTICAS FÍSICAS.

Las más importantes en las aguas residuales son: contenido total de sólidos (material flotante, materia en suspensión y materia coloidal), temperatura, color y olor.

Sólidos Totales.

Proviene del agua de abastecimiento y del uso doméstico e industrial principalmente.

Definición: Materia que queda como residuo después de evaporar y secar una muestra de agua a 103-105 °C.

La materia que tiene una presión de vapor significativa a esta temperatura evidentemente se evaporará y, por tanto, no se considerará como sólido. La determinación es sencilla y se emplean métodos gravimétricos. Los sólidos totales pueden clasificarse como suspendidos o filtrables pasando un volumen conocido a través de un filtro.

El filtro se selecciona de manera que el diámetro mínimo de los sólidos suspendidos sea de aproximadamente una micra. Los sólidos suspendidos incluyen la fracción que se asentará en el fondo de un recipiente en forma de cono (cono Imhoff), sólidos sedimentables en un período de 60 minutos. Estos sólidos son una estimación de la cantidad de lodos que se podría remover por medio de una sedimentación.

Los sólidos filtrables se dividen en coloidales y disueltos. La fracción coloidal consiste de aquellas partículas con un diámetro aproximado de 1 mμ a 1 μ. Los sólidos disueltos consisten de moléculas orgánicas e inorgánicas y de iones que están presentes en verdadera solución en el agua. Para remover estas partículas se requiere en general la oxidación biológica o la coagulación, seguida de sedi-

mentación. En la Figura 1 se indica una clasificación de las partículas encontradas en el agua en función de su tamaño.

Cada una de las categorías de sólidos descritas anteriormente pueden clasificarse a su vez en base a su volatilidad a 600 °C. A esta temperatura, la fracción orgánica se evaporará en forma de gas, y la fracción inorgánica permanecerá en forma de ceniza, de aquí los términos sólidos suspendidos: volátiles y fijos. Los análisis de sólidos volátiles se aplican comúnmente a los lodos de las aguas residuales municipales para determinar su grado de estabilidad biológica. En la Figura 2 se indica la clasificación de los sólidos para aguas residuales domésticas de concentración media.

Temperatura.

La temperatura del agua es un parámetro importante debido a su efecto en la vida acuática, en las reacciones químicas y en las tasas de reacción, así como en los usos benéficos del agua. El incremento en la temperatura puede causar el cambio de las especies piscícolas de un lugar, por ejemplo.

Por otra parte, el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría. El incremento en las tasas de las reacciones bioquímicas cuando la temperatura aumenta, aunado a la disminución en el oxígeno disuelto puede causar disminuciones peligrosas en el contenido de oxígeno disuelto en las aguas. Un cambio súbito en la temperatura puede resultar en una tasa elevada de mortandad en la vida acuática.

Color.

Historicamente, se utilizaba el término "condición" para describir el estado de

las aguas residuales domésticas. El término se refiere a la edad de las aguas residuales. Se determina cualitativamente por su color y olor. Las aguas residuales son generalmente grises; conforme los compuestos orgánicos se simplifican por la acción de las bacterias, el contenido de oxígeno disuelto disminuye hasta cero y el color cambia a negro. En estas condiciones se dice que las aguas residuales están en estado séptico. Muchos desechos industriales tienen color y al combinarse con las aguas domésticas hacen que estas cambien de color.

Olor.

Se debe, en general, a los gases producidos por la descomposición de la materia orgánica. Las aguas residuales domésticas iniciales tienen un olor característico ligeramente desagradable pero mucho menos que el de las aguas sépticas. Estas despiden un olor a sulfuro de hidrógeno producido por los microorganismos anaeróbicos al reducir los sulfatos o sulfuros. Las aguas residuales industriales muchas veces contienen compuestos olorosos o compuestos que producen olores en los procesos de tratamiento.

Turbiedad.

La turbiedad puede ser causada por una amplia variedad de materiales suspendidos, con un ámbito de tamaño desde el coloidal hasta las partículas macroscópicas, dependiendo del grado de turbulencia. En lagos la turbiedad es debida a dispersiones extremadamente finas y coloidales, en los ríos es debida a dispersiones normales.

Significado Sanitario.

La turbiedad es de importancia en las aguas de abastecimiento público por tres razones principales:

Antiestético: Cualquier turbiedad en el agua para beber, produce en el consumidor pocos deseos de ingerirla y utilizarla en sus alimentos.

Filtrabilidad.- La filtración del agua se vuelve más difícil y aumenta su costo al aumentar la turbiedad.

Desinfección.- La desinfección en las aguas de abastecimiento es usualmente por cloro u ozono. Para ser efectiva deberán estar en contacto el agente y los organismos a eliminar.

Unidad Patrón de Turbiedad.

La unidad patrón de turbiedad, fué definida como la obstrucción óptica de la luz, causada por una ppm de sílice insoluble en agua destilada, de donde,

$$1 \text{ ppm de SiO}_2 = 1 \text{ unidad de turbiedad.}$$

2.2 CARACTERISTICAS QUIMICAS.

Materia orgánica.

En las aguas residuales de concentración media, aproximadamente el 75 por ciento de los sólidos suspendidos y el 40 por ciento de los sólidos filtrables son de naturaleza orgánica.

Los compuestos orgánicos estan formados normalmente de una combinación de carbono, hidrógeno y oxígeno. También estan presentes nitrógeno, azufre, fósforo y hierro. Los grupos principales de compuestos orgánicos que se encuentran en las aguas residuales municipales son (3):

Proteínas	40 - 60 %
Carbohidratos	25 - 50 %
Grasas y aceites	10 %

La urea es otro compuesto orgánico importante en las aguas residuales. Este compuesto sólo se encuentra en desechos muy recientes.

Además de los compuestos indicados, las aguas residuales contienen cantidades pequeñas de moléculas orgánicas sintéticas, que varían desde estructuras simples a muy complejas como son: fenoles, detergentes, insecticidas, etc. La presencia de estas sustancias en cantidades cada vez mayores, en los últimos años, ha complicado el tratamiento de las aguas residuales, ya que muchas de ellas se degradan muy lentamente por medios biológicos, o simplemente no se degradan.

Proteínas. Son los constituyentes principales del organismo animal. Todos los alimentos crudos, animales o vegetales contienen proteínas. Su estructura química es compleja e inestable, y esta sujeta a muchas formas de descomposición. Algunas son solubles en agua. La química de la formación de proteínas involucra la combinación de un gran número de aminoácidos. Su peso molecular es muy grande (20,000 a 20 millones).

Todas las proteínas contienen carbón, oxígeno e hidrógeno. Además, como característica distintiva, contienen una proporción elevada y aproximadamente constante de nitrógeno, 16 por ciento. En muchos casos están presentes también azufre, fósforo y hierro. Las proteínas junto con la urea, son las principales fuentes de nitrógeno en las aguas residuales municipales.

Carbohidratos. Incluyen azúcares, almidones, celulosa y fibras de madera. Todos estos compuestos se encuentran en las aguas residuales municipales. Contienen carbono, oxígeno e hidrógeno. Los carbohidratos comunes contienen seis o un múltiplo de seis átomos de carbón en su molécula, y oxígeno o hidrógeno en las proporciones que estos elementos se hayan en el agua. Algunos carbohidratos, como los azúcares, son solubles en el agua; otros como el almidón no lo son.

Grasas y aceites. Constituyen el tercer componente principal de los alimentos. - El término "grasas" se aplica a una amplia variedad de sustancias orgánicas (hidrocarburos, ceras, aceites, aceites minerales, etc) que son extraídos de soluciones acuosas o suspensiones por medio de hexano (la grasa es soluble en el hexano). Los sebos y los aceites son compuestos de alcohol con ácidos grasos. Los glicéridos de los ácidos grasos que son líquidos a temperaturas ordinarias se llaman -- aceites y las que son sólidos, grasas.

Las grasas y aceites de las aguas residuales municipales provienen principalmente de la mantequilla, la manteca de cerdo, los rastros, las áreas de germinación de los cereales, de las semillas, de las nueces, etc.

Las grasas son compuestos sumamente estables y de difícil descomposición por las bacterias. Los ácidos minerales las atacan para formar glicerina y ácidos grasos. En presencia de alcalis (NaOH), la glicerina se libera para formar sales alcalinas de los ácidos grasos, que se conocen como jabones.

La querosina y los aceites lubricantes son derivados del petróleo y del alquitrán de hulla. Contienen esencialmente carbono e hidrógeno. Llegan a los drenajes en volúmenes considerables provenientes de garajes, talleres mecánicos y de las calles. La mayor parte flotan sobre las aguas residuales, aunque una parte se arrastra con los sólidos sedimentables. Tienden a cubrir la superficie del agua. Interfieren con la acción biológica y causan problemas de mantenimiento.

Si las grasas no son removidas antes de verterlas en las aguas receptoras, pueden interferir con la actividad biológica de las aguas superficiales y crear cúmulos de material flotante y forman películas de aspecto desagradable. Algunas normas de control demandan concentraciones inferiores a 15 a 20 mg/l de grasas y aceites en -

~~aguas residuales que se descargan en aguas naturales y la ausencia de películas iridescentes de aceites.~~

Detergentes. Son agentes tenso activos que consisten de grandes moléculas orgánicas que son ligeramente solubles en el agua y causan la formación de espuma en las plantas de tratamiento de aguas residuales y en las aguas superficiales en las que se vierten sus efluentes. Tienden a acumularse en la fase aire-agua.

Antes de 1965, en la fabricación de detergentes se utilizaba el sulfanato de alquil-benceno (ABS), sumamente resistente a la degradación biológica. En algunos países el ABS, ha sido reemplazado en los detergentes por sulfanatos lineales de alquilo (LAS), que son biodegradables.

La determinación de sustancias tenso-activas se logra midiendo el cambio en el color de una solución estándar de azul de metileno.

Fenoles. Causan olor y sabor en el agua para bebida, en particular cuando se clora el agua. También imparten sabor a mariscos y pescado en general, aún en cantidades menores. Llegan a las aguas superficiales a través de las aguas residuales industriales. Pueden ser oxidados biológicamente en concentraciones hasta de 500 mg/l.

Insecticidas. Rastros de compuestos orgánicos como insecticidas, herbicidas y otros químicos agrícolas, son tóxicas para la mayoría de las formas de vida acuática. Proviene principalmente de escurrimientos de zonas agrícolas y parques.

La concentración de estos contaminantes se mide por el método de extracción carbono-cloroformo. Se separan los contaminantes del agua, pasando una muestra de agua a través de una columna de carbón activado y extrayendo el contaminante del carbón utilizando cloroformo. Se evapora posteriormente el cloroformo y se separan los contaminantes.

Determinación del contenido orgánico.

Los métodos de aplicación común para determinar el contenido de materia orgánica en las aguas residuales son los siguientes: demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO) y carbón orgánico total (COT). Recientemente se ha desarrollado otra prueba, la demanda total de oxígeno (DTO). La demanda teórica de oxígeno (DTeO) complementa estas pruebas, que se determina a partir de la fórmula química de la materia orgánica.

D.B.O. Es el parámetro de calidad del agua más ampliamente utilizado para describir la contaminación orgánica. Se aplica tanto a las aguas residuales como a las superficiales.

Definición: Cantidad de oxígeno requerida para estabilizar la materia orgánica biodegradable de un agua residual, por una población heterógena de microorganismos, principalmente bacterias, en condiciones aeróbicas.

La prueba estándar implica la siembra con aguas residuales domésticas, agua de río o agua de descargas industriales; y, su incubación a 20 °C durante un período de 5 días.

Esta determinación involucra la medición del oxígeno disuelto utilizado por los microorganismos durante la oxidación biológica de la materia orgánica. La medición de la DBO es de especial significado en el tratamiento de las aguas residuales y en la administración de la calidad del agua, ya que se utiliza para determinar la cantidad aproximada de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente. Los datos de DBO se utilizan para dimensionar las instalaciones de tratamiento y para medir la eficiencia de ciertos procesos. También sirve para calcular la tasa a la que se deberá de suministrar oxígeno.

La curva de demanda de oxígeno.

Si se colocan en una incubadora a temperatura controlada, un número suficiente de muestras de agua que contenga materia orgánica biodegradable, y se diluyen con agua que contenga el oxígeno adecuado para mantener condiciones aerobias a lo largo del proceso de degradación; y si además, cada día se analiza un número estadísticamente significativo para determinar la disminución en el contenido de oxígeno disuelto, la gráfica resultante sería parecida a la que se muestra en la Figura 3 y 3a. El análisis de esta curva típica de demanda de oxígeno indica que la DBO se ejerce en dos etapas.

- a. Una curva típica de reacción unimolecular durante el período en el que se obtiene energía de la oxidación de los carbohidratos fácilmente disponibles, y la división de proteínas y otras moléculas con liberación de amonio.
- b. Una línea casi recta durante la etapa de "nitrificación", cuando el amonio se oxida a nitritos y nitratos.

Únicamente la primera de estas dos etapas se ha explorado bien tanto desde el punto de vista experimental como del matemático, debido a que:

- a. La tasa de demanda de oxígeno durante la primera etapa (10 a 20 días) es elevada, y por lo tanto crítica en las aguas receptoras.
- b. La demanda de oxígeno durante la segunda etapa (3 a 6 meses) es menor que el proceso normal de reareación en la naturaleza.

Para asegurarse de obtener resultados significativos, la muestra debe diluirse con un agua especialmente preparada, que se llama agua de dilución, de tal mane-

ra que estén disponibles los nutrientes adecuados y el oxígeno que se requiera durante el período de incubación. Normalmente se preparan varias diluciones a fin de cubrir amplio ámbito de posibles valores de DBO. En la Tabla 3 se indican los ámbitos de DBO que pueden medirse con varias diluciones en base a porcentajes de mezcla y a pipeteo directo de la muestra en la botella.

El agua de dilución debe contener los microorganismos necesarios (siembra) para oxidar la materia orgánica de la muestra.

El período de incubación usualmente es de 5 días a 20°C, pero es posible utilizar otros períodos de tiempo y otras temperaturas. Durante la prueba la temperatura debe mantenerse constante. Después de la incubación, se mide el oxígeno disuelto de la muestra y se calcula la DBO:

a. Para porcentajes de mezcla

$$\text{DBO (mg/l)} = \left[(\text{OD}_t - \text{OD}_i) \frac{100}{\%} \right] - (\text{OD}_t - \text{OD}_i)$$

b. Para pipeteo directo a la botella

$$\text{DBO (mg/l)} = \left[(\text{OD}_t - \text{OD}_i) \frac{\text{Vol. botella}}{\text{ml. muestra}} \right] - (\text{OD}_t - \text{OD}_s)$$

donde,

OD_t = Oxígeno disuelto en el testigo al final del período de incubación.

OD_i = Oxígeno disuelto en la muestra al final del período de incubación.

OD_s = Oxígeno disuelto originalmente presente en la muestra sin diluir.

Formulación de la curva de DBO.

La tasa de oxidación de muchas sustancias químicas inestables puede estimarse

Tabla 3 AMBITO DE VALORES DE "DBO" CUANTIFICABLES PARA VARIAS DILUCIONES

12a

DE MUESTRA (*)

A. Utilizando porcentaje de mezcla		B. Mediante pipeteo directo - en botellas de 300 ml.	
% de mezcla	Ambito de DBO	ml.	Ambito de DBO
0.01	20,000 - 70,000	0.02	30,000 - 105,000
0.02	10,000 - 35,000	0.05	12,000 - 42,000
0.05	4,000 - 14,000	0.10	6,000 - 21,000
0.1	2,000 - 7,000	0.20	3,000 - 10,500
0.2	1,000 - 3,500	0.50	1,200 - 4,200
0.5	400 - 1,400	1.0	600 - 2,100
1.0	200 - 700	2.0	300 - 1,050
2.0	100 - 350	5.0	120 - 420
5.0	40 - 140	10.0	60 - 210
10.0	20 - 70	20.0	30 - 105
20.0	10 - 35	50.0	12 - 42
50.0	4 - 14	100	6 - 21
100	0 - 7	300	0 - 7

(*) Cálculos basados en muestras que producen una disminución de por lo menos 2 mg/l y tienen, por lo menos, 0.5 mg/l de oxígeno disuelto al final del período de incubación.

a partir de una reacción de primer orden. Una reacción de primer orden es aquella que está caracterizada por una tasa o velocidad directamente proporcional a la concentración de la sustancia que reacciona. En el caso de aguas residuales municipales e industriales parece ser que una reacción de primer orden define razonablemente bien la oxidación de la materia orgánica de la primera etapa. La ecuación puede expresarse como sigue

$$\frac{dL}{dt} = -k_1 L \quad (1)$$

donde,

L = concentración de la sustancia que reacciona (materia orgánica).

k_1 = constante de reacción.

Integrando la ecuación (1) se obtiene:

$$L_n \frac{L_t}{L_0} = -k_1 t \quad (2)$$

$$\text{Log}_{10} \frac{L_t}{L_0} = -k_1 t$$

donde,

L_0 = Concentración inicial de materia orgánica o demanda última de oxígeno.

L_t = Concentración de materia orgánica después de un tiempo t

k_1' = Coeficiente (tasa) de reacción en base e .

k_1 = Coeficiente (tasa) de reacción en base 10.

t = Tiempo transcurrido.

Las ecuaciones anteriores se refieren a la materia orgánica medida en términos de oxígeno remanente al final de un período de tiempo. La materia orgánica oxidada, o el oxígeno utilizado es:

$$y = L_0 - L_t \quad (3)$$

Sustituyendo la ecuación 3 en la ecuación 2 y haciendo los arreglos necesarios :

$$y = L_0 (1 - 10^{-k_1 t})$$

(4)

donde,

y = DBO ejercida en el tiempo (t)

La interpretación gráfica de estas ecuaciones puede observarse en la Fig 4. Como la DBO es en realidad la suma de dos tasas diferentes (síntesis y respiración endógena), la ecuación monomolecular es sólo una aproximación.

Determinación de k y L_0

Debido a que tanto k , como L_0 son desconocidos, es necesario emplear el cálculo indirecto. Se han desarrollado varios procedimientos para estos cálculos. Tres de ellos se presentan en forma resumida a continuación:

Método de momentos (5)

Partiendo de una curva continua a través de los datos experimentales de laboratorio (Prueba DBO) se tabulan t , y , así como, ty para una cierta secuencia de días (por ejemplo 1, 2 y 3 días). De las gráficas de las Figuras 5, 5a y 5b, se obtiene k_1 , a partir de la relación $\sum y / \sum ty$, y L_0 partiendo de $\sum y / L_0$.

En este método, los datos se ajustan a una curva de primer orden que tiene sus dos primeros momentos $\sum y$, y , $\sum ty$ iguales a los de los puntos experimentales.

Método de las diferencias logarítmicas.

Partiendo de la ecuación de la DBO:

$$y = L_0 (1 - 10^{-k_1 t})$$

Diferenciando la ecuación anterior tenemos:

$$\frac{dy}{dt} = r = L_0 k_1 10^{-k_1 t}$$

donde;

r = tasa de consumo de oxígeno.

Esta ecuación es una gráfica semilogarítmica de la forma,

$$L_{nr} = L_0 k_1 - k_1 t$$

Partiendo de los valores corregidos de y , se calculan y tabulan las diferencias para días consecutivos y se grafican en papel semilogarítmico. De la gráfica que se presenta en la Figura 6 se calculan k_1 y L_0 .

Método gráfico

Se hace una gráfica de valores de $(ty)^{1/3}$ como ordenadas, contra t , como abscisa.

De esta gráfica, que presenta la Figura 7, se obtiene:

$$k_1 = 2.61 \frac{b}{a} \quad ; \quad L_0 = \frac{1}{2.3} k_1 a^3$$

donde,

a = intercepción con el eje de las ordenadas

b = pendiente de la línea

En el apéndice A se presentan ejemplos de aplicación.

Factores que afectan a la DBO.

La reacción de la DBO en muchas ocasiones se ve afectada por diferentes factores. Enseguida se presentan los principales factores que es necesario tomar en consideración al realizar el cálculo de la DBO.

Temperatura.

La constante de rapidez de reacción de la DBO, k , es afectada directamente por la temperatura. La relación derivada de la ley de Vant Hoff-Arrhenius es como sigue:

$$k_t = k_{20} \Theta^{(t-20)}$$

21

$\Theta = 1,047$ (Phelps) inexacta a bajas temperaturas.

$\Theta = 1,056$ (20-30°C) Schroepfer,

$\Theta = 1,135$ (4-20°C)

En la Figura 8 se ilustra el efecto de la k sobre la DBO.

Siembra (inóculo).

Los microorganismos aclimatados aguas abajo de las descargas industriales o municipales, proporcionan una buena fuente de siembra para la prueba de DBO. La siembra tomada de las aguas receptoras proporciona los mayores valores.

Para aguas residuales municipales y desechos similares pueden utilizarse las aguas residuales municipales almacenadas durante 24 horas a 20°C. En ocasiones se necesita desarrollar artificialmente un cultivo microbiano que oxide el desecho industrial. Esto se logra, generalmente, con aguas residuales domésticas sedimentadas que contengan una gran variedad de microorganismos, en celdas semejantes a las de la Figura 9. A éstas aguas se les agrega, periódicamente, el efluente industrial. La cantidad de desecho agregado se incrementa hasta que se desarrolla un cultivo adaptado al desecho. La mezcla de aguas residuales domésticas e industriales se aerea burbujeando aire continuamente en el líquido. El incremento notable de la turbiedad de la mezcla bajo aireación indica, en general, un cultivo aclimatado. En la Figura 10 se indica el efecto de la aclimatación.

La cantidad de siembra que se requiere para producir una tasa normal de oxidación debe determinarse experimentalmente. En la figura 11 se muestra el efecto de la concentración de siembra en la DBO.

Toxicidad.

Varios compuestos químicos y algunos metales pesados son tóxicos para los microorganismos, y en concentraciones subletales se reduce su actividad. En la Figura

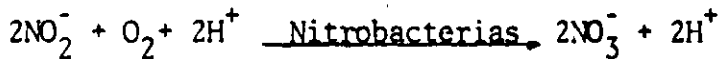
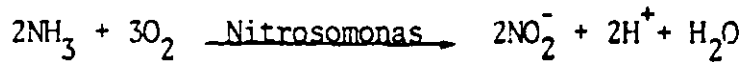
12 se ilustra el efecto de los metales pesados en la DBO.

Nitrificación.

El proceso de oxidación descrito por la ecuación de la DBO representa la oxidación de la materia orgánica carbonosa:



La oxidación de la materia nitrogenada se puede indicar como:



La constante de reacción generalmente es menor que en el caso de la materia carbonosa. Normalmente la nitrificación comenzará cuando la demanda carbonosa haya sido satisfecha parcialmente como indica la curva de la Figura 3.

La ecuación puede quedar:

$$Y = L_o (1 - 10^{-k_1 t}) + L_n (1 - 10^{-k_2 t})$$

donde;

L_o = demanda carbonosa última.

L_n = demanda nitrogenada última

k_1 = constante de reacción para la demanda carbonosa

k_2 = constante de reacción para la demanda nitrogenada

La nitrificación representa una demanda de los recursos de oxígeno de las aguas receptoras, por lo tanto, debe incluirse como parte de la demanda total de desecho. La nitrificación se puede eliminar por medio de una pasteurización con resiembra o agregando azul de metileno.

Demanda química de oxígeno (DQO)

Esta prueba se usa extensamente para determinar la capacidad de polución de las aguas negras residuales municipales y, sobre todo, de los desechos industriales. Se basa en el hecho de que prácticamente todos los compuestos orgánicos se oxidan para producir CO₂ y H₂O por la acción de oxidantes fuertes, bajo condiciones ácidas.

Se ha encontrado que el dicromato de potasio es el agente más efectivo en la oxidación de la materia orgánica. La solución tiene que ser altamente ácida y la prueba debe efectuarse a elevada temperatura para que la oxidación sea completa. Deben usarse condensadores de reflujo para evitar pérdida de materia orgánica volátil. Algunos compuestos orgánicos, entre ellos, el ácido acético y los ácidos grasos, se oxidan por el dicromato sólo en presencia de un catalizador (iones de plata). Los compuestos aromáticos y la piridina no se oxidan en ninguna circunstancia.

La prueba de DQO es también utilizada para medir el contenido orgánico en aguas residuales industriales que contienen compuestos tóxicos para la vida biológica. En general la DQO es mayor que la DBO, debido a que hay un número mayor de compuestos que pueden ser químicamente oxidados que los que pueden ser oxidados biológicamente. Para muchos tipos de desechos, es posible correlacionar la DQO con la DBO. Esto puede ser muy útil puesto que la DQO puede determinarse en tres horas, mientras que la DBO requiere cinco días. Una vez que se ha establecido la correlación, puede utilizarse la DQO para fines de operación y control en plantas de tratamiento.

Carbón orgánico total (COT).

Esta prueba para determinar la materia orgánica es especialmente aplicable a concentraciones pequeñas. Hay varios métodos para determinar el contenido del carbón orgánico en una muestra acuosa. Estas pruebas implican la oxidación de la materia orgánica a dióxido de carbono y agua, y la medición por medio de una titulación del gas generado y atrapado en una solución cáustica estandar.

Recientemente se ha desarrollado el analizador del carbono, que utiliza el concepto de la combustión de toda la materia orgánica a dióxido de carbono y el vapor generados en el tubo de combustión, se transportan, por medio de una corriente de gas a través de un condensador que remueve el vapor, y el CO_2 pasa por un analizador infrarojo sensibilizado para detectar dióxido de carbono. Como la cantidad de dióxido de carbono es proporcional a la concentración inicial en la muestra, la respuesta puede compararse a una curva de calibración para determinar el carbono orgánico total. El carbono inorgánico debe removerse acidulando antes de proceder al análisis.

La remoción de carbonatos y bicarbonatos por acidulación y purgado con nitrógeno gaseoso, puede producir pérdida de sustancias orgánicas muy volátiles. Otra pérdida importante puede ocurrir por la dificultad que presentan las partículas grandes de la muestra, que contienen carbón, para entrar a la aguja hipodérmica usada para la inyección.

Las muestras deben colectarse y almacenarse en frascos de vidrio, de preferencia de color ámbar. Se recomienda un muestreador del tipo Kemmerer o similar para la colección de muestras de una profundidad mayor de 5 pies. Las muestras que no pueden analizarse inmediatamente, deben protegerse de la descomposición u oxidación manteniéndolas a bajas temperaturas y no exponiendo a la luz y a la atmósfera, o bien, acidulando con ácido clorhídrico a pH no mayor de 2.

En la Figura 13 se muestra el diagrama de un analizador de carbono. La prueba

se realiza inyectando un volumen conocido de muestra en el tubo de combustión catalítica, el cual se mantiene a una temperatura de 900 a 1000°C. La muestra se vaporiza y el material carbonoso se oxida completamente en presencia de un catalizador de cobalto y de oxígeno puro, que es el gas que transporta la muestra. Ciertos compuestos orgánicos resistentes pueden no ser oxidados y en ese caso el valor de COT registrado será ligeramente menor que la cantidad presente en la muestra.

Relación entre DBO, DQO y COT.

Quando se trata de programas de investigación y de control rutinario, la DBO no es una prueba muy útil debido al tiempo que toma su determinación. Es importante por lo tanto desarrollar correlaciones entre DBO y DQO. Por ejemplo, si consideramos una sustancia completamente biodegradable como la glucosa, la DBO_u medirá aproximadamente el 90% de la demanda teórica de oxígeno. La DQO medirá la demanda teórica de oxígeno: por lo tanto, para este sustrato tendremos

$$(DQO) \times 0.9 = DBO_u$$

En la Figura 14 se puede observar gráficamente la relación existente entre la DBO y la DQO. Para aguas residuales domésticas típicas, las relaciones DBO/DQO y DBO/COT varían de 0.4 a 0.8 y de 0.8 a 1.0 respectivamente.

Oxígeno disuelto total (ODT).

Esta prueba es de reciente desarrollo. Las sustancias orgánicas y en cierta medida las inorgánicas, se transforman a productos finales estables en una cámara de combustión que contiene un catalizador de platino. El ODT se determina registrando el contenido de oxígeno en el gas transportador que es el nitrógeno.

Materia inorgánica.

Debido a que algunos constituyentes inorgánicos pueden afectar el uso benéfico de

las aguas, es aconsejable examinar la naturaleza de algunos de sus constituyentes, particularmente aquellos que se adicionan al agua por la vía del ciclo de su uso.

Concentración de iones hidrógeno (pH).

Es un parámetro de calidad importante tanto en las aguas naturales como en las residuales. El ámbito de concentración para la existencia de la mayoría de la vida acuática es bastante reducido y crítico.

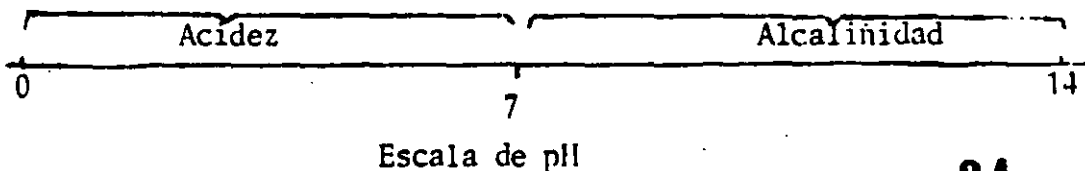
El término pH. es usado universalmente para expresar la condición ácida o alcalina de una solución. Es una forma de expresar la concentración, en moles por litro, del ion hidrógeno $[H^+]$, o mejor dicho la actividad del ion hidrógeno.

definición:
$$pH = \log \frac{1}{[H^+]}$$

De modo que a mayor concentración de H^+ se tendrá un valor bajo del pH que nos indicará un medio ácido.

Se denomina "acidez" de una solución acuosa a su capacidad para ceder $[H^+]$; al concepto inverso, es decir, a la capacidad de una solución para aceptar $[H^+]$ se le denomina "alcalinidad o basicidad".

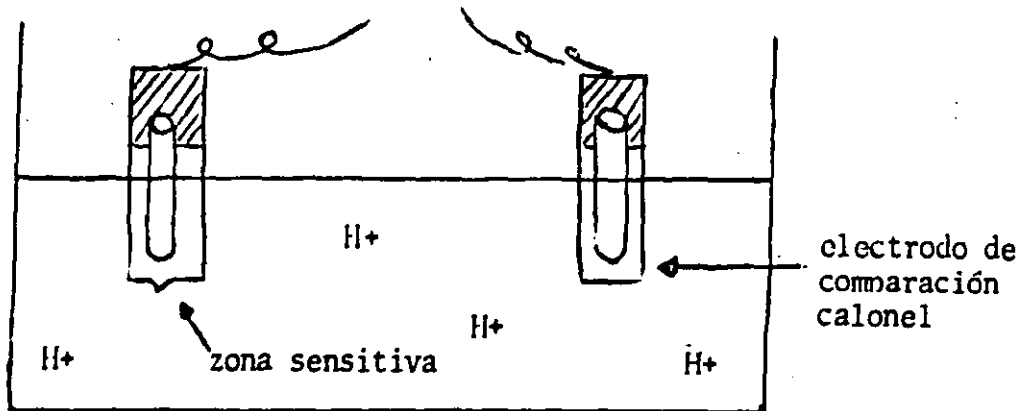
Usualmente el pH tiene un ámbito de medida de 0 a 14. En este ámbito el pH 7 representa una neutralidad absoluta.



24

La medida de pH puede hacerse con un amplia variedad de materiales, así el electrodo de hidrógeno es ampliamente usado. También existe una gran variedad de indicadores que pueden ser utilizados. Sin embargo, el electrodo de vidrio se usa casi universalmente.

Se usa con éxito en soluciones altamente coloidales, en medios oxidantes o reductores, y en sistemas coloidales en donde otros electrodos no resultan adecuados.



Sistema de electrodo para medición de pH

Los valores de pH, son interpretados en términos de concentraciones de iones hidrógeno, lo cual, por supuesto, es una medida de la intensidad de las condiciones ácidas o alcalinas. Para propósitos prácticas la conversión es muy simple:

a pH 2	$[H^+]$	$= 10^{-2}$
a pH 10	$[H^+]$	$= 10^{-10}$
a pH 4.5	$[H^+]$	$= 10^{-4.5}$

En algunas ocasiones el pOH, o Concentración de ión hidroxilo es de un mayor interés. El cálculo del pOH se efectúa de acuerdo a los valores de pH, por medio de la siguiente ecuación:

$$pH + pOH = 14$$

$$\therefore pOH = 14 - pH$$

Como los métodos convencionales de tratamiento de aguas residuales no remueven los cloruros, cuando se registran concentraciones mayores a las usuales, puede indicar que el cuerpo de agua está siendo utilizado para disponer las aguas residuales.

Alcalinidad.

Se debe a la presencia de hidróxido, carbonatos y bicarbonatos de elementos como calcio, magnesio, sodio, potasio, o bien, a la presencia de amonio. La concentración de la alcalinidad en las aguas residuales es importante cuando se desca emplear tratamiento químico

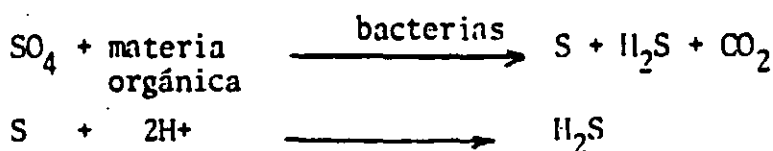
Nitrógeno y fósforo.

Estos elementos son esenciales para el crecimiento de microorganismos y se conocen como bioestimulantes. Por lo tanto es importante conocer las concentraciones presentes en las aguas residuales para evaluar su tratabilidad. Si el contenido es insuficiente, se requerirá la adición de estos elementos para que las aguas sean tratables por procedimientos biológicos.

El nitrógeno de nitratos es la forma más oxidada de este elemento que se encuentra en las aguas residuales municipales. Su concentración varía entre 15 y 20 mg/l. El contenido de fósforo varía entre 6 y 20 mg/l.

Azufre.

El ión sulfato se presenta en forma natural en la mayoría de los abastecimientos de agua y, consecuentemente también esta presente en las aguas residuales. El azufre se requiere en las síntesis de las proteínas, liberándose cuando estas se degradan. Los sulfatos se reducen químicamente a sulfuros y a sulfuro de hidrógeno (H_2S) por medio de bacterias en condiciones anaerobias.



El H_2S puede entonces oxidarse biológicamente a ácido sulfúrico que es corrosivo para los drenajes.

Compuestos Tóxicos.

El cobre, el plomo, la plata, el cromo, el arsénico y el boro, son tóxicos para los microorganismos y por lo tanto deben tomarse en cuenta al diseñar una planta de tratamiento biológico.

Metales Pesados.

Rastros de níquel, manganeso, plomo, cromo, cadmio, cinc, cobre, hierro y mercurio son componentes naturales de la mayoría de las aguas. Algunos de estos metales son esenciales para el crecimiento de la vida biológica y la ausencia de cantidades suficientes de ellos limitaría su crecimiento. Por otra parte, cantidades excesivas interferirían con el uso benéfico de las aguas debido a su toxicidad; por lo tanto, es importante medir y controlar la concentración de estas sustancias.

GASES

Los gases que se encuentran comúnmente en las aguas residuales municipales son: nitrógeno, oxígeno, bióxido de carbono, sulfuro de hidrógeno, amonio y metano. Los tres primeros son gases comunes de la atmósfera y se encontrarán en todas las aguas expuestas al aire. Los tres últimos resultan de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales.

Oxígeno disuelto

La prueba del Oxígeno Disuelto (OD) determina si los cambios biológicos en aguas naturales y residuales se llevan a cabo por organismos aeróbicos o anaeróbicos. Los primeros usan oxígeno libre para oxidar la materia orgánica e inorgánica, mientras que los segundos logran la oxidación mediante la reducción de ciertas

sales inorgánicas como sulfatos y los productos finales muchas veces ocasionan olores ofensivos. Como los dos tipos de organismos existen en la naturaleza es muy importante mantener las condiciones favorables a los organismos aeróbios para evitar las condiciones indeseables provocadas por los organismos anaeróbios.

Todo organismo vivo depende de oxígeno en una forma u otra para mantener los procesos metabólicos que producen energía para su crecimiento y reproducción. Debido a ésto la determinación de Oxígeno Disuelto (OD) es una prueba frecuentemente usada, para controlar la contaminación de los cuerpos de agua, ya que es deseable mantener condiciones favorables, para el crecimiento y reproducción de la población normal de peces y otros organismos acuáticos. La prueba del (OD), sirve también, como base para la determinación de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) una de las determinaciones más importantes para evaluar la capacidad contaminante de las aguas residuales.

El oxígeno es un factor importante en la corrosión del hierro y acero, particularmente en los sistemas de distribución y en calderas. La remoción de oxígeno del agua de calderas se efectúa por medio de tratamientos físicos y químicos. En estos casos la determinación de OD, es usada comúnmente como prueba de control.

La velocidad de dispersión del oxígeno en agua, depende de la velocidad de:

- a) difusión molecular.
- b) difusión turbulenta por convección, y
- c) difusión turbulenta por agitación.

En estos conceptos se encuentra implícito el hecho de que el gas no reacciona químicamente con el agua. Es el caso de los gases que existen en la atmósfera terrestre: oxígeno, nitrógeno, bióxido de carbono y los gases raros.

De acuerdo con la ley de Dalton, de las presiones parciales: en una mezcla gaseosa, las moléculas de cada gas, ejercen la misma presión que ejercerían si se encontraran solas; y la suma de estas presiones parciales es igual a la presión total. Matemáticamente esto queda expresado como sigue:

$$PV = \sum P$$

donde

V = volumen.

P = presión.

además, de acuerdo con la ley de Henry, la concentración de saturación de un gas en un líquido, como el agua, es directamente proporcional a la concentración, o presión parcial del gas en la atmósfera que se encuentra en contacto con el líquido; es decir:

$$C_S = K_S P$$

donde

C_S = concentración de saturación del gas en el agua.

P = presión parcial del gas en la fase gaseosa.

K_S = constante de proporcionalidad o coeficiente de absorción.

En la Tabla 4 se indican las solubilidades de algunos gases importantes en la Ingeniería Sanitaria.

La ley de Henry se puede utilizar para calcular las concentraciones de saturación

Tabla 4. Coeficientes de absorción de los gases comunes en el agua.

(Mililitros de gas, reducidos a 0°C y 760 mm Hg., por litro de agua, cuando la presión parcial del gas es 760 mm Hg)

Gas	Peso Mol.	Peso a 10°C y 760 mm Hg. g/l	Coeficientes de Absorción				Punto de Ebullición °C
			0°C	10°C	20°C	30°C	
Hidrógeno, H ₂	2.016	0.08988	21.4	19.6	18.2	17.0	-253
Metano, CH ₄	16.014	0.7168	55.6	41.8	33.1	27.6	-162
Nitrógeno, N ₂	28.01	1.251	23.0	18.5	15.5	13.6	-196
Oxígeno, O ₂	32.00	1.429	49.3	38.4	31.4	26.7	-183
Amoniaco, NH ₃ *	17.03	0.7710	1,300	910	711	...	-33.4
Acido sulfhídrico							
H ₂ S*	34.08	1.539	4,690	3,520	2,670	...	-61.8
Bióxido de							
carbono, CO ₂ *	44.01	1.977	1,710	1,190	878	665	-78.5
Ozono, O ₃	48.00	2.144	641	520	368	233	-112
Bióxido de azufre,							
SO ₂ *	64.07	2.927	79,800	56,600	39,700	27,200	-10.0
Cloro, Cl ₂ *	70.91	3.214	4,610	3,100	2,260	1,770	-34.6
Aire †	...	1.2928	28.8	22.6	18.7	16.1	...

* Solubilidad total.

† Al nivel del mar, el aire contiene 78.08 % de N₂, 20.95 % de O₂, 0.93% de A, 0.33% de CO₂ y 0.01 % de otros gases en volumen. Para propósitos comunes, se supone que está compuesto de 79% N₂ y 21% de O₂

Tabla 5 Valores de saturación del oxígeno en agua dulce y marina expuestos a una atmósfera conteniendo 20,9% de oxígeno bajo una presión de 750 mm de mercurio 26 b

Temperatura C	Oxígeno disuelto (mg/l) para concentraciones establecidas de cloruro (mg/l)					Diferencia por 1,000 mg/l de cloruro
	0	5,000	10,000	15,000	20,000	
0	14.7	13.8	13.0	12.1	11.3	0.165
1	14.3	13.5	12.7	11.9	11.1	0.160
2	13.9	13.1	12.3	11.6	10.8	0.154
3	13.5	12.8	12.0	11.3	10.5	0.149
4	13.1	12.4	11.7	11.0	10.3	0.144
5	12.8	12.1	11.4	10.7	10.0	0.140
6	12.5	11.8	11.0	10.4	9.8	0.135
7	12.1	11.5	10.8	10.2	9.6	0.130
8	11.8	11.2	10.6	10.0	9.4	0.125
9	11.6	11.0	10.4	9.7	9.1	0.121
10	11.3	10.7	10.1	9.5	8.9	0.118
11	11.0	10.4	9.9	9.3	8.7	0.114
12	10.8	10.2	9.7	9.1	8.6	0.110
13	10.5	10.0	9.4	8.9	8.4	0.107
14	10.3	9.7	9.2	8.7	8.2	0.104
15	10.0	9.5	9.0	8.5	8.0	0.100
16	9.8	9.3	8.8	8.4	7.9	0.098
17	9.6	9.1	8.7	8.2	7.7	0.095
18	9.4	9.0	8.5	8.0	7.6	0.092
19	9.2	8.8	8.3	7.9	7.4	0.089
20	9.0	8.6	8.1	7.7	7.3	0.088
21	8.8	8.4	8.0	7.6	7.1	0.086
22	8.7	8.3	7.8	7.4	7.0	0.084
23	8.5	8.1	7.7	7.3	6.8	0.083
24	8.3	7.9	7.5	7.1	6.7	0.083
25	8.2	7.8	7.4	7.0	6.5	0.082
26	8.0	7.6	7.2	6.8	6.4	0.080
27	7.9	7.5	7.1	6.7	6.3	0.079
28	7.7	7.3	6.9	6.6	6.2	0.078
29	7.6	7.2	6.8	6.5	6.1	0.076
30	7.4	7.1	6.7	6.3	6.0	0.075

a cualquier temperatura. La solubilidad depende principalmente de la temperatura y la cantidad de sólidos disueltos en el agua.

Los valores de saturación para el oxígeno en aguas dulces y salobres a diferentes temperaturas, se indican en la Tabla 5. Los valores de saturación del OD, que aparecen en esta Tabla, están calculados a partir de la siguiente ecuación empírica:

$$C_s = 14.652 - 4.1022 \times 10^{-1} T_c + 7.9910 \\ \times 10^{-3} T_c^2 - 7.7774 \times 10^{-5} T_c^3$$

La solubilidad del oxígeno atmosférico en agua dulce varía de 14.6 mg/l a 0°C hasta 7 mg/l a 35 °C. La baja solubilidad del oxígeno es el principal factor que limita la capacidad de purificación de las aguas naturales y obliga al tratamiento de los residuos para remover los contaminantes antes de descargar los cuerpos receptores.

En los procesos de tratamiento biológico, la solubilidad limitada del oxígeno cobra gran importancia porque rige la proporción a la cual se absorberá oxígeno y por consiguiente el costo de suministrarlo.

2.3 CARACTERISTICAS BIOLOGICAS

Los más importantes aspectos biológicos que el Ingeniero Sanitario debe conocer son: Los diferentes grupos de Microorganismos usados como indicadores de contaminación, y los principales métodos existentes para evaluar su toxicidad. Enseguida se presentan algunos de ellos.

EL NUMERO MAS PROBABLE DE BACTERIAS "NMP"

RESUMEN

Este trabajo tiene por objeto presentar a los profesionales conec-tados con el campo de la ingeniería sanitaria, que no tengan cono-cimientos previos de estadística, el significado y derivación mate-mática del número más probable de bacterias (NMP), usando para ello exclusivamente algunos conceptos básicos de distribuciones discre-tas.

1. INTRODUCCION

La importancia del índice "NMP" es manifiesta, ya que constituye - el elemento básico para determinar, desde un punto de vista sanita-rio, la calidad del agua de consumo en relación con su contenido - de bacterias.

Debido a que los libros especializados presentan este tema suponien-do el conocimiento de la estadística matemática, y los manuales se limitan meramente a presentar las tablas respectivas, es posible - encontrar, entre los técnicos que usan este índice, errores concep-tuales que se reflejan necesariamente en la interpretación de los resultados de laboratorio.

2. CONCEPTOS BASICOS DE ESTADISTICA

Se denomina evento a cada uno de los resultados de un experimento estadístico. Por ejemplo, al arrojar un dado una sola vez, puede - ocurrir cualquiera de seis eventos: que aparezca el 1, el 2, el 3, el 4, el 5 ó el 6.

El conjunto de todos los eventos posibles en un experimento estadís-tico constituye el universo del experimento.

Dos eventos cualesquiera A y B son mutuamente exclusivos si, en un experimento, la ocurrencia del evento A excluye la ocurrencia del - evento B.

En el ejemplo anterior, al arrojar un dado, el evento A de aparición del 1 excluye la posibilidad de que ocurra el evento B, o sea que aparezca el 2; ambos eventos son mutuamente exclusivos. Por la misma razón, generalizando, los eventos de aparición del 1, 2, 3, 4, 5, 6, son mutuamente exclusivos.

Supongamos que se arrojan al aire simultáneamente dos monedas. Los eventos posibles en este experimento son (llamando A al águila y S al sol): AA, AS, SA, SS, donde por ejemplo, AS significa águila en la primera moneda y sol en la segunda. Obsérvese que el evento de que se presente águila en una moneda y sol en la otra tiene dos formas posibles de ocurrir; consecuentemente, la probabilidad de que esto ocurra es $2/4$.

Si un universo contiene n eventos mutuamente exclusivos e igualmente posibles, y si de estos eventos n_A tienen el atributo A, entonces la probabilidad de A se expresa:

$$P = \frac{n_A}{N} \quad (1)$$

Ahora bien, si se nos preguntara la probabilidad que existe de que al arrojar dos monedas simultáneamente aparecieran "dos águilas" o "un águila y un sol", el resultado sería la suma de las probabilidades de estos dos eventos:

$$\frac{1}{4} + \frac{2}{4} = \frac{3}{4}$$

Si dos eventos A y B son mutuamente exclusivos, el número de formas en que A o B puede ocurrir es, claramente, el número de formas en que A puede ocurrir n_A , más el número de formas en que B puede ocurrir n_B , y como ambos eventos pertenecen al mismo universo de N eventos:

$$P(A \text{ o } B) = \frac{n_A + n_B}{N} = P_A + P_B$$

Consecuentemente si P_1, P_2, \dots, P_n , son las probabilidades del total de eventos A_1, A_2, \dots, A_n mutuamente exclusivos de un universo, la probabilidad de ocurrencia de A_1 ó $A_2 \dots$ o A_n será

$$P(A_1 \text{ o } A_2 \dots \text{ o } A_n) = P_1 + P_2 + \dots + P_n = 1 \quad (2)$$

De lo anotado arriba, se desprende que si un evento cualquiera tiene una probabilidad P de ocurrir, la probabilidad de no ocurrencia del evento será $q = 1 - P$.

Dos eventos cualquiera A y B son independientes si la ocurrencia de A no es influida por la de B . Por ejemplo: si un dado se arroja dos veces seguidas, el resultado que se obtiene al arrojarlo la primera vez no influye en el que se obtiene en la segunda tirada.

En todo lo que sigue se tratará solamente con eventos independientes.

Si un evento A puede ocurrir de n_A maneras distintas y otro evento B de n_B maneras distintas, entonces el evento A y B puede ocurrir de $n_A n_B$ maneras distintas. Por ejemplo: si en el guardarropa de un individuo existen tres corbatas diferentes y cuatro trajes distintos, el evento de sacar al azar un traje (evento A) y una corbata (evento B), podrá realizarse de $4 \times 3 = 12$ maneras distintas.

Igualmente, si el evento A pertenece a un experimento cuyo universo contiene N_A eventos, y el evento B a otro cuyo universo contiene N_B elementos, entonces el total de resultados posibles al efectuar ambos experimentos simultáneamente o en sucesión será $N_A N_B$. Consecuentemente, la probabilidad de que ocurran A y B simultáneamente será dada por

$$P(A, B) = \frac{n_A n_B}{N_A N_B} = P_A P_B$$

Resultado que se generaliza escribiendo: si las probabilidades de que una serie de eventos independientes ocurran son $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$, la probabilidad de que todos estos eventos ocurran simultáneamente es:

$$P = P_1 \cdot P_2 \cdot \dots \cdot P_n \quad (3)$$

Un problema interesante es el que se presenta cuando se desea conocer la probabilidad de ocurrencia de un evento en n intentos independientes, cuando se conoce la probabilidad de ocurrencia en un solo intento. Sea P la probabilidad de que un evento ocurra en un solo intento, y $q = 1 - P$ la probabilidad de que el evento no ocurra. Si se hacen n intentos y de ellos los x primeros tienen éxito y los $(n-x)$ restantes fallan, la probabilidad de que esto suceda será, de acuerdo con la ec. 3.

$$P_1 P_2 \dots P_x \cdot q_1 \cdot q_2 \dots q_{n-x} = p^x q^{n-x}$$

puesto que todas las P son iguales.

Como la probabilidad de tener x éxitos y $(n-x)$ fallas es igual si se considera otro orden de ocurrencia, para obtener la probabilidad de x éxitos presentados en cualquier orden, habrá que sumar $p^x q^{n-x}$ consigo mismo tantas veces como maneras distintas de colocar las P y las q sean posibles. El número de sumandos es dado desde luego por el número de combinaciones que se pueden realizar con n objetos tomados de x en x :

$$C_x^n = \frac{n!}{(n-x)!x!}$$

Por lo tanto, la probabilidad de obtener exactamente x éxitos en n intentos es

$$P_x = \frac{n!}{(n-x)!x!} p^x q^{n-x} \quad (4)$$

expresión que se conoce con el nombre de distribución binomial.

3. CALCULO DEL NMP

Supongamos que un volumen V ml de agua contiene un número gran de N de bacterias, y que estas se encuentran distribuidas en el líquido de cualquier forma, es decir, al azar. Si se tomara un mililitro de líquido para ser examinado en el microscopio, en él podrían encontrarse x bacterias, siendo $x = 0, 1, 2, \dots, N$. Como una bacteria determinada puede encontrarse en cualquiera de los V mililitros de agua, la probabilidad de que se encuentre en el mililitro examinado será $P = 1/V$, por lo tanto, la probabilidad de que x bacterias se encuentren en el mililitro de agua examinado será, de acuerdo con la ec. 4.

$$P_x = \frac{N!}{(N-x)!x!} \left(\frac{1}{V}\right)^x \left(1 - \frac{1}{V}\right)^{N-x} \quad (5)$$

expresión que puede escribirse en la forma:

$$P_x = \frac{N(N-1)(N-2) \dots (N-x+1)}{x!N^x} \times \left(\frac{N}{V}\right)^x \left(1 - \frac{1}{V}\right)^{N-x}$$

o sea

$$P_x = \left(1 - \frac{1}{N}\right) \left(1 - \frac{2}{N}\right) \dots \left(1 - \frac{x-1}{N}\right) \left(\frac{N}{V}\right)^x \left(1 - \frac{1}{V}\right)^{N-x}$$

Como N y V son números grandes

$$\left(1 - \frac{1}{N}\right) \left(1 - \frac{2}{N}\right) \dots \left(1 - \frac{x-1}{N}\right) \doteq 1$$

Por otro lado

$$\left(1 - \frac{1}{V}\right)^{N-x} \doteq \left(1 - \frac{1}{V}\right)^N = \left(1 - \frac{1}{V}\right)^{\left[N/(-N/V)\right]^{-N/V}}$$

o sea

$$\left(1 - \frac{1}{V}\right)^{N-x} = \left[\left(1 - \frac{1}{V}\right)^{-V}\right]^{-N/V} = e^{-N/V}$$

por lo que la ec. 5 puede escribirse

$$P_x = \frac{(N/V)^x e^{-N/V}}{x!}$$

expresión que se conoce con el nombre de distribución de Poisson, y en la que N/V es el promedio de bacterias por mililitro.

Si en la fórmula anterior hacemos $x = 0$, obtendremos la probabilidad de que no exista una sola bacteria en el mililitro de agua examinado, es decir la probabilidad de que este mililitro sea negativo

$$P_0 = e^{-L}$$

donde $L = \frac{N}{V}$

Si en lugar de examinar un solo mililitro de agua se examinan n mililitros, la probabilidad de obtener resultados negativos en cada uno de ellos será:

$$P_0 = e^{-L} \cdot e^{-L} \dots = e^{-nL} \quad (7)$$

De donde se deduce que la probabilidad de obtener un resultado positivo al examinar n mililitros será:

$$q = (1 - e^{-nL}) \quad 37 \quad (8)$$

Supongamos ahora que al examinar una serie de cinco porciones de líquido, de 10 ml cada una, se encontró una porción positiva y cuatro negativas; la posibilidad de que estos resultados ocurran simultáneamente será, de acuerdo con las ecs. 4, 7 y 8

$$P = \frac{5!}{4!1!} (e^{-10L})^4 (1 - e^{-10L})^{5-4}$$

$$P = 5(e^{-40L})(1 - e^{-10L})$$

En la ecuación anterior, L puede tener desde luego cualquier valor comprendido entre cero e infinito; si $L = \frac{n \text{ bact}}{100 \text{ ml}}$

queda

$$P = 5(e^{-0.4n} - e^{-0.5n})$$

El valor de n que hace máxima a P se obtiene más fácilmente, en la mayoría de los casos, asignando a n una serie de valores, y calculando los valores de P; una gráfica o una tabla de P contra n muestra inmediatamente el valor buscado de P. En este ejemplo tendríamos:

n	0.5n	$e^{-0.5n}$	0.4n	$e^{-0.4n}$	$e^{-0.4n} - e^{-0.5n}$	P
0	0.000	1.000	0.000	1.000	0.000	0.000
1	0.500	0.606	0.040	0.670	0.064	0.320
2	1.000	0.368	0.030	0.443	0.080	0.400
3	1.500	0.224	1.200	0.302	0.078	0.390
4	2.000	0.135	1.600	0.202	0.067	0.340
5	2.500	0.082	2.000	0.135	0.053	0.265
10	5.000	0.0067	4.000	0.018	0.0115	0.0575
Inf.	inf.	0	inf.	0	0.000	0.000
2.2	1.100	0.3329	0.880	0.4148	0.0819	0.4095

El valor de n que maximiza P se puede obtener también derivando P con respecto a n, e igualando a cero

$$\frac{dP}{dn} = 5(-0.40 e^{-0.4n} + 0.5 e^{-0.5n}) = 0$$

$$\therefore \frac{0.5}{0.4} = \frac{e^{-0.4n}}{e^{-0.5n}} = e^{-0.1n}$$

$$n = \frac{\log 1.25}{(0.1) \log e} = \frac{0.096}{0.0434} = 2.2 \text{ bacterias}$$

En este caso, el número más probable de bacterias por cada 100 ml es 2.2.

Un problema semejante se presenta cuando se analizan porciones de diferentes volúmenes. Supóngase que se examinan porciones de 100, 10, 1, 0.1 y 0.01 ml y que los resultados son positivos para las dos primeras y negativos para las restantes; entonces la probabilidad de tener estos resultados simultáneamente será

$$P = (1 - e^{-100L})(1 - e^{-10L}) e^{-L} e^{-0.1L} e^{-0.1L}$$

Considerando que $L = \frac{n}{100}$ y realizando operaciones

$$P = -e^{-0.111n} - e^{-0.111n} - e^{-1.011n} + e^{-1.111n}$$

de donde, derivando, se obtiene el valor máximo de P

$$\begin{aligned} \frac{dP}{dn} &= 0.0111 e^{-0.0111n} + 0.1111 e^{-0.1111n} + \\ &+ 1.0111 e^{-1.0111n} - 1.1111 e^{-1.1111n} = 0 \end{aligned}$$

ecuación que se satisface cuando $n = 23$. Consecuentemente, en este caso, NMP = 23 bacterias por cada 100 mililitros.

Finalmente, el problema más complicado se encuentra cuando se analizan simultáneamente series de porciones de volúmenes distintos. Por ejemplo, supongamos que de un grupo de 3 porciones de 10 ml cada una, 2 resultaron positivas, y de otra serie de 4 porciones de 5 ml, 2 resultaron positivas. La probabilidad de obtener estos resultados simultáneamente sería

$$\begin{aligned} P &= \frac{3}{2! 1!} (e^{-0.1n})^1 (1 - e^{-0.1n})^2 \times \\ &\times \frac{4}{2! 2!} (e^{-0.05n})^2 (1 - e^{-0.05n})^2 \end{aligned}$$

$$P = 18 (e^{-0.1n} - e^{-0.15n} - e^{-0.2n} + e^{-0.25n})^2$$

Esta expresión alcanza su valor máximo cuando $n = 14.2$. Consecuentemente, en este caso el NMP = 14.2 bacterias/100 ml.

Cualquier otro tipo de problemas referentes a la cantidad de bacterias existentes en el agua de consumo puede abordarse de manera semejante a las expuestas.

36

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

1. A.P.H.A., A.W.W.A., W.P.C.F., "Standard Methods For the Analysis of Water and Wastewater", (1966).
2. Sawyer C.N., Perry L., "Chemistry for Sanitary Engineers", 1967.
3. Metcalf & Eddy., "Wastewater Engineering", Mc. Graw-Hill, 1972.
4. Thomas, H.A., "Graphical Determination of BOD curve constants" water and sewage works, P. 123 (1950).
5. Moore, E.W. y colaboradores "Simplified Method for Analysis of BOD data", Sewage and industrial wastes, P. 1343 (1950)
6. Eckenfelder W.W. Ford D.L. "Water Pollution Control" P. 1 a 8 (1968)
7. Eckenfelder, W.W. Ford D.L. "Water Quality Engineering" P. 10-29 (1970).
8. Fair, G., Geyer, J., Okun, D., "Purificación de aguas y tratamiento y Remoción de Aguas Residuales ", (1973).

CLASIFICACION DE PARTICULAS

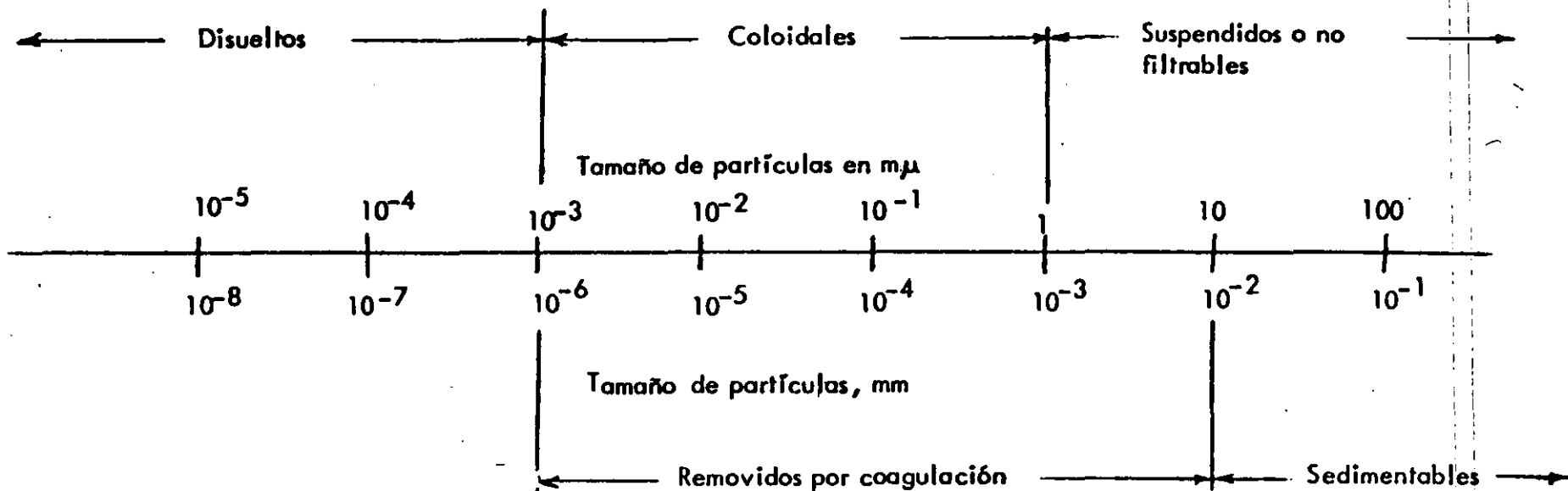


Fig.1 Clasificación y ámbito de tamaño de las partículas en el agua.

40

41

37

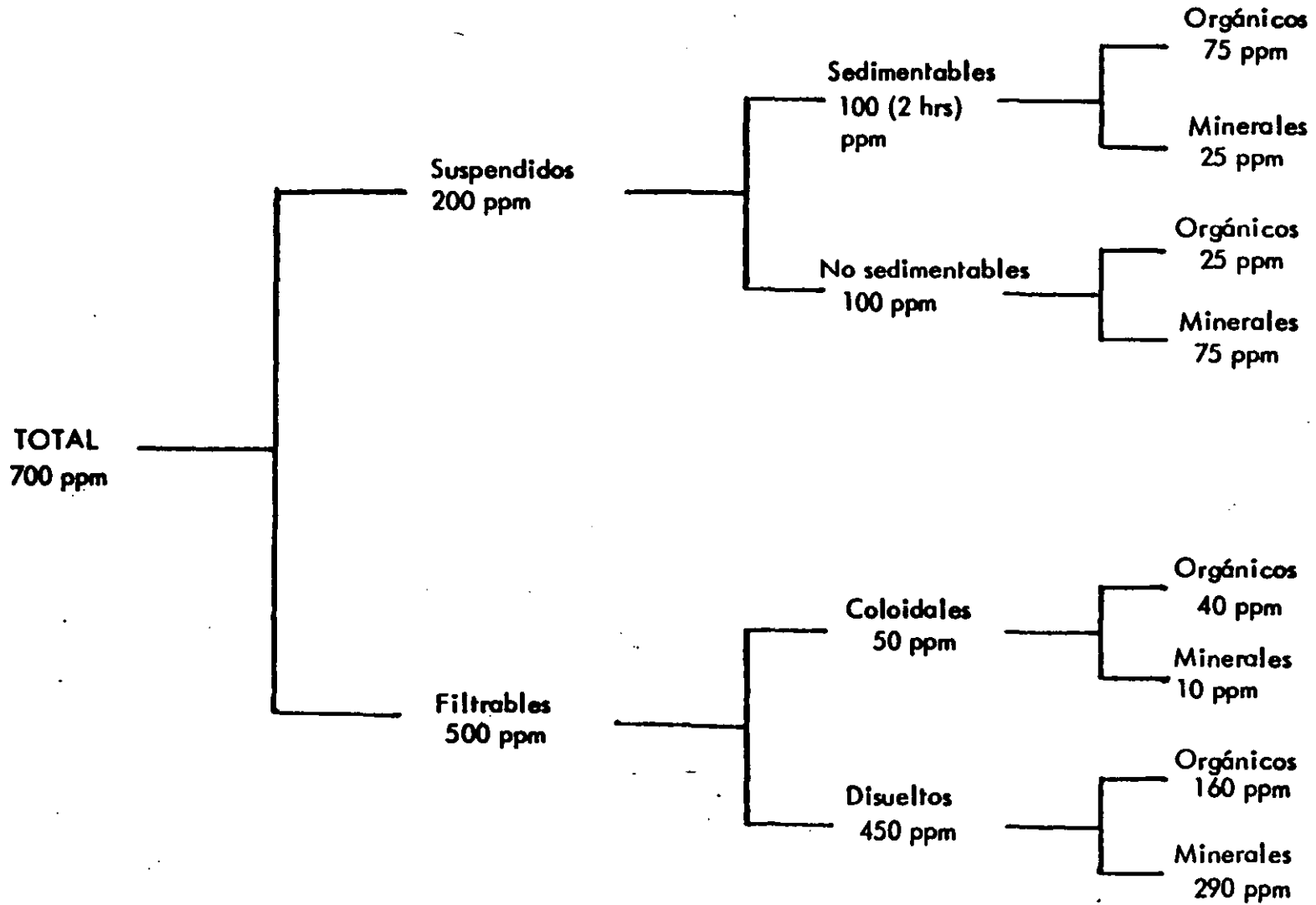


Fig.2 Clasificación de sólidos en aguas residuales de concentración media

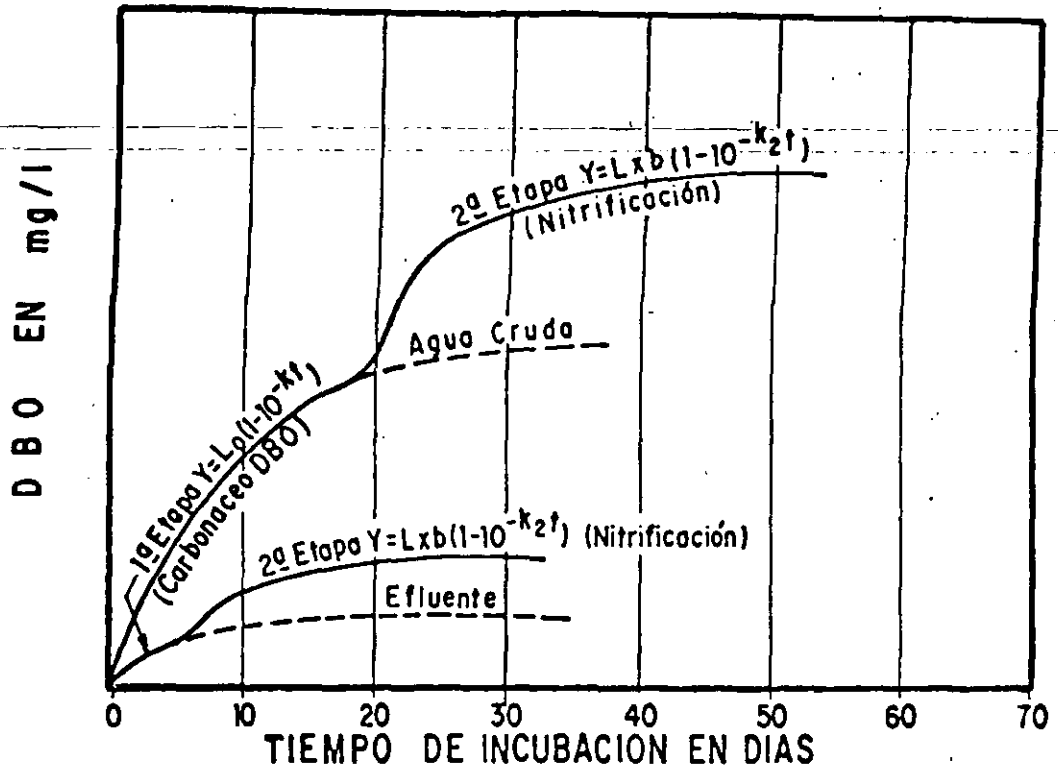


FIGURA 3 - PRIMERA Y SEGUNDA ETAPAS DE LA DBO EN AGUAS RESIDUALES CRUDAS Y TRATADAS

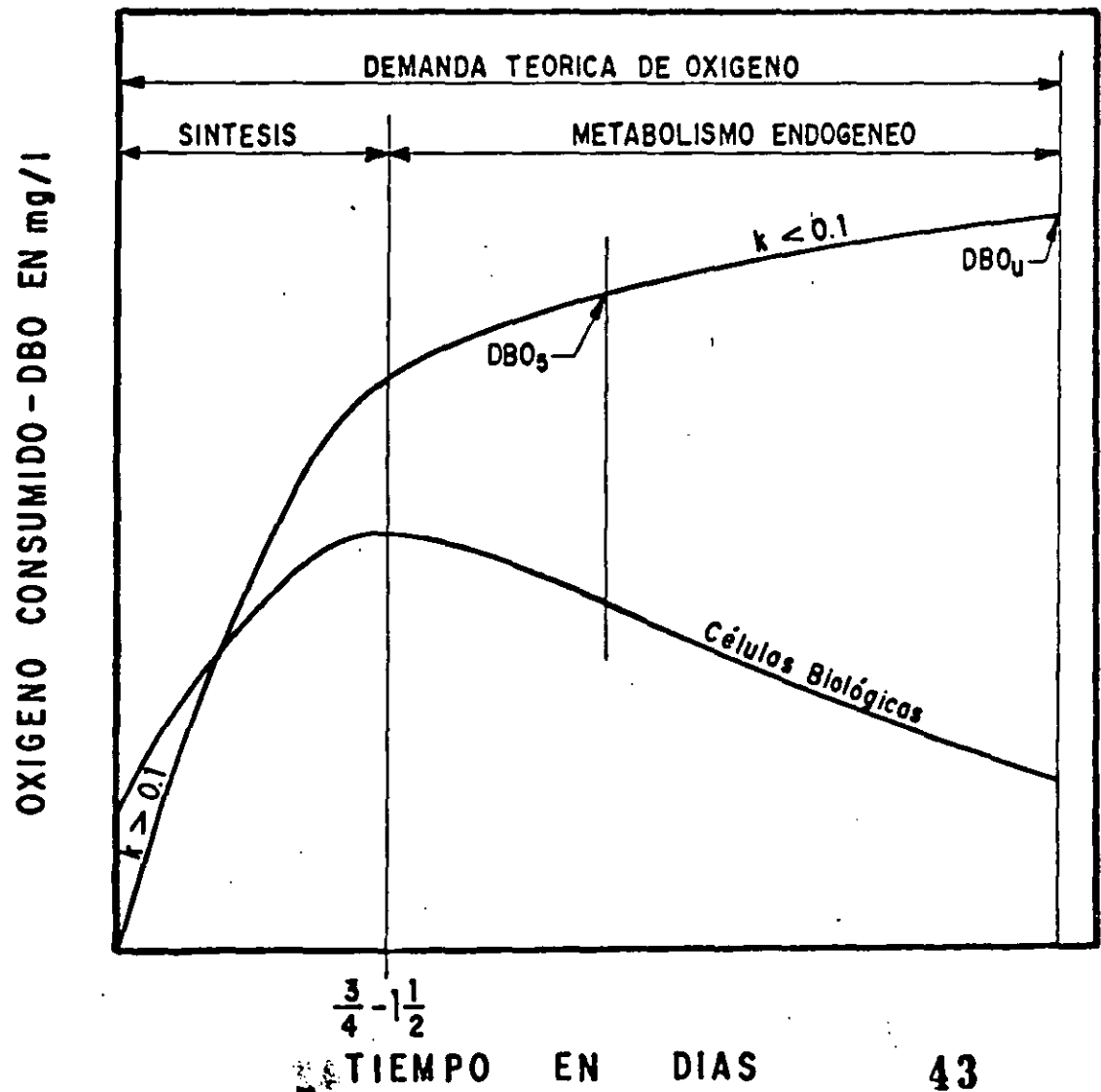


FIGURA 4 - REACCIONES QUE OCURREN EN LA BOTELLA DE DBO

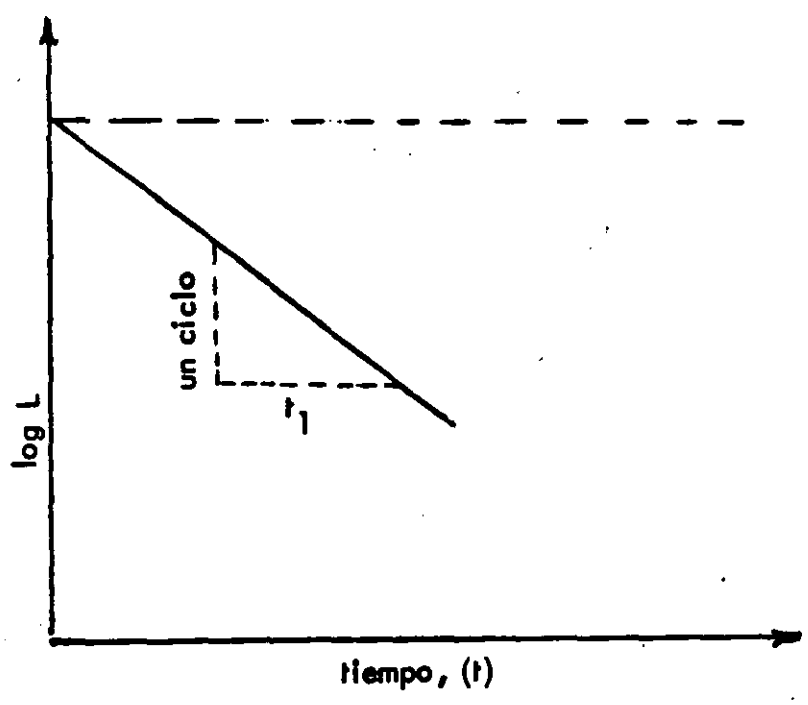
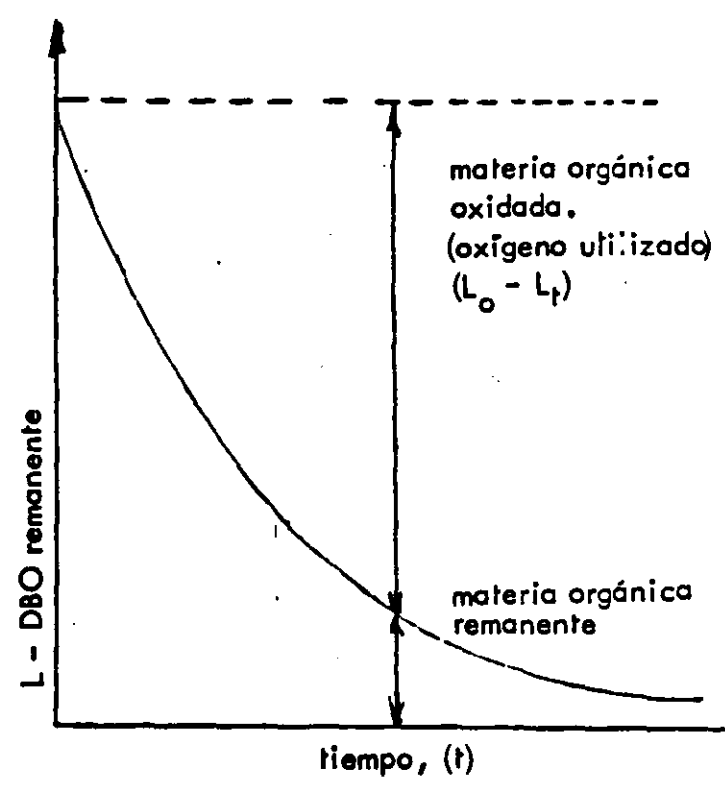
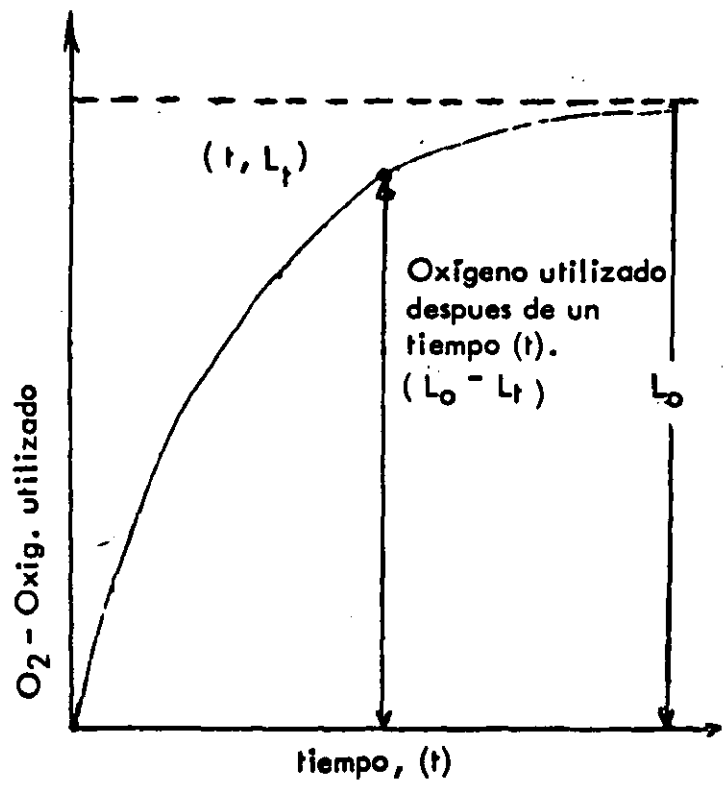


FIG. 4 REPRESENTACION GRAFICA DE LA ECUACION DE LA DBO

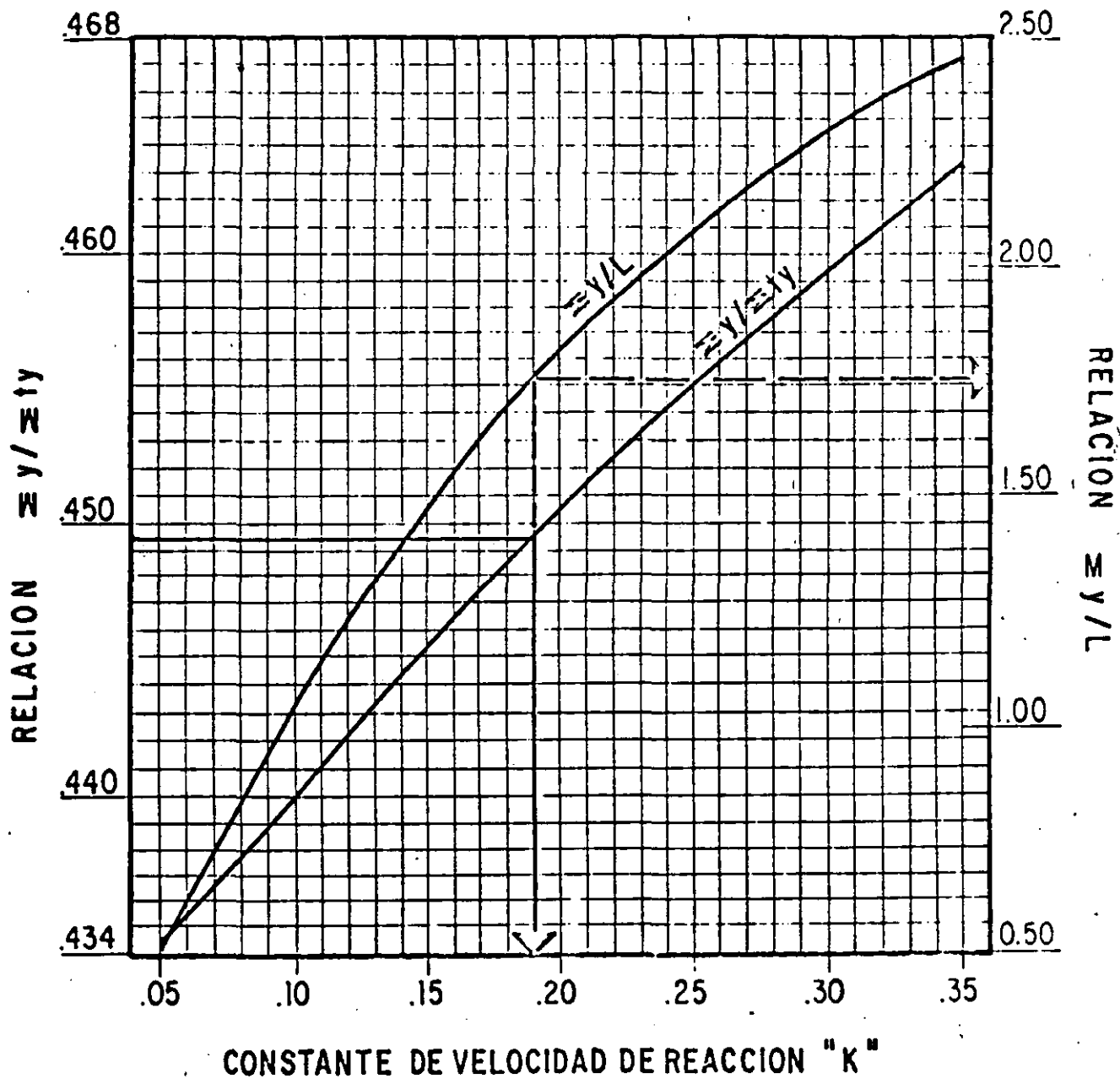


FIGURA 5 - VALORES DE "k" Y DE LA DBO ULTIMA PARA SERIES DE PRUEBAS DE LA DBO POR 1, 2 Y 3 DIAS (Según MOORE, THOMAS y SNOW)

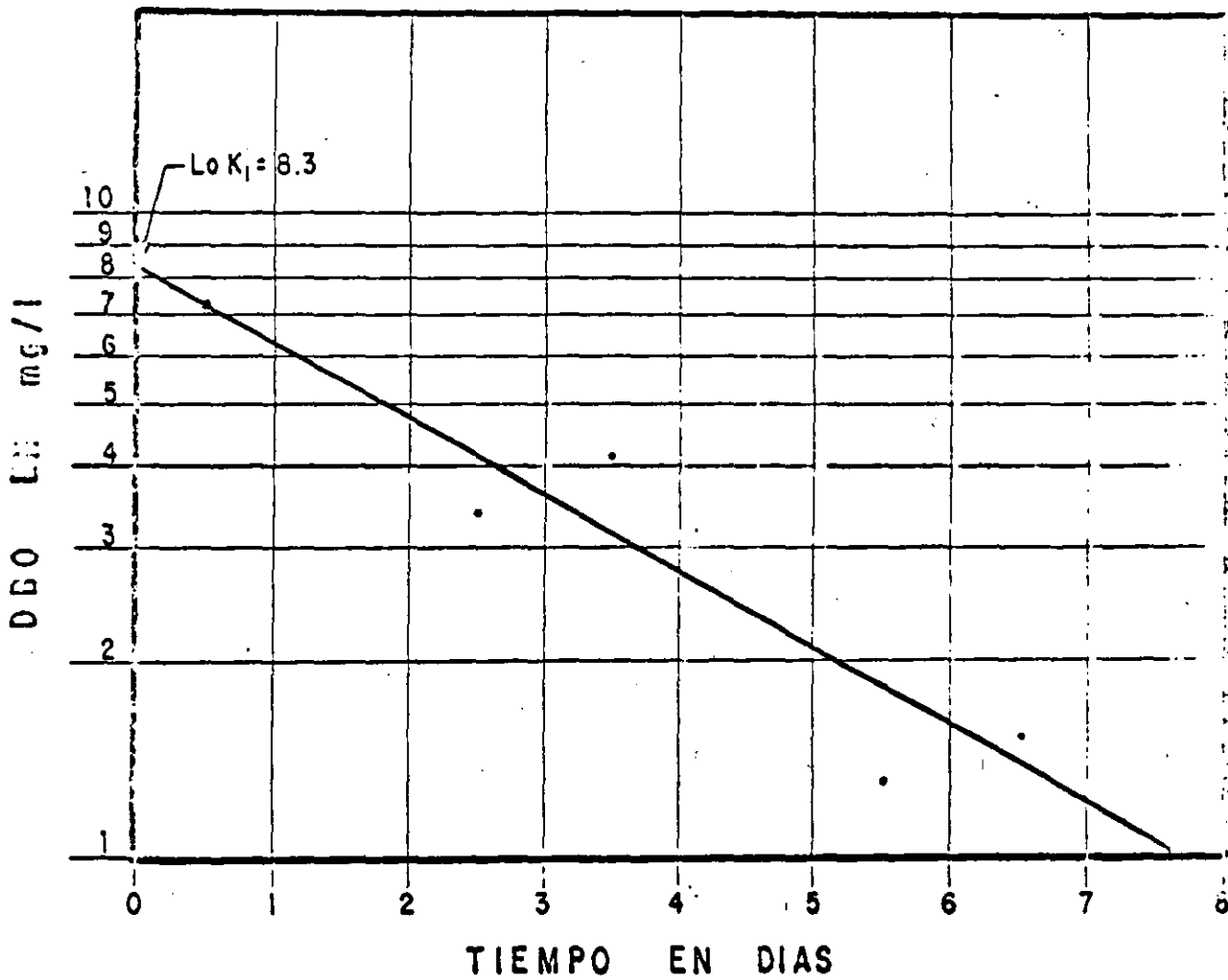


FIGURA 6 .— DETERMINACION DE K_1 Y Lo
(METODO DE LAS DIFERENCIAS LOGARITMICAS)

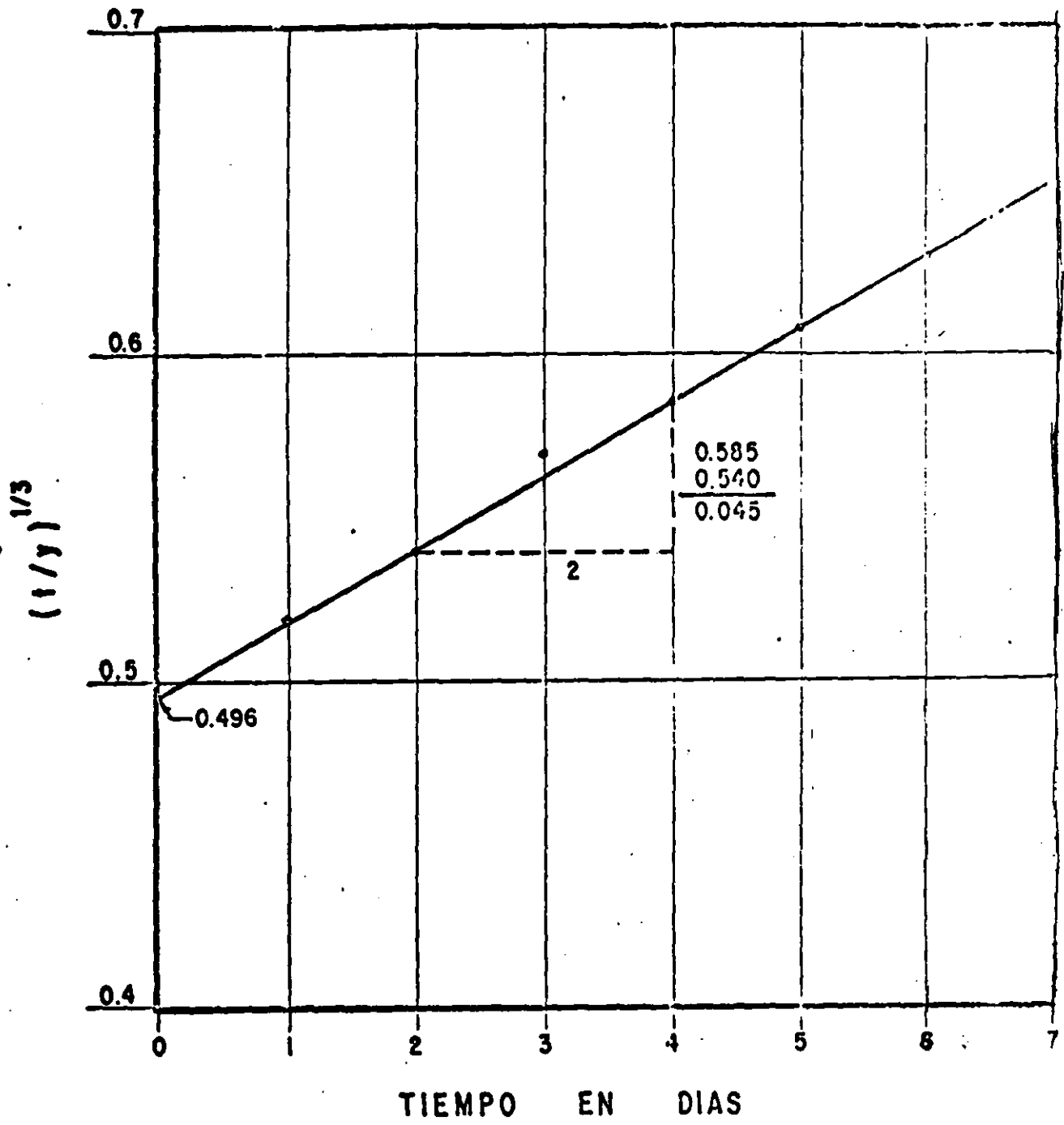


FIGURA 7 .— DETERMINACION DE K_1 Y L_0
(METODO GRAFICO)

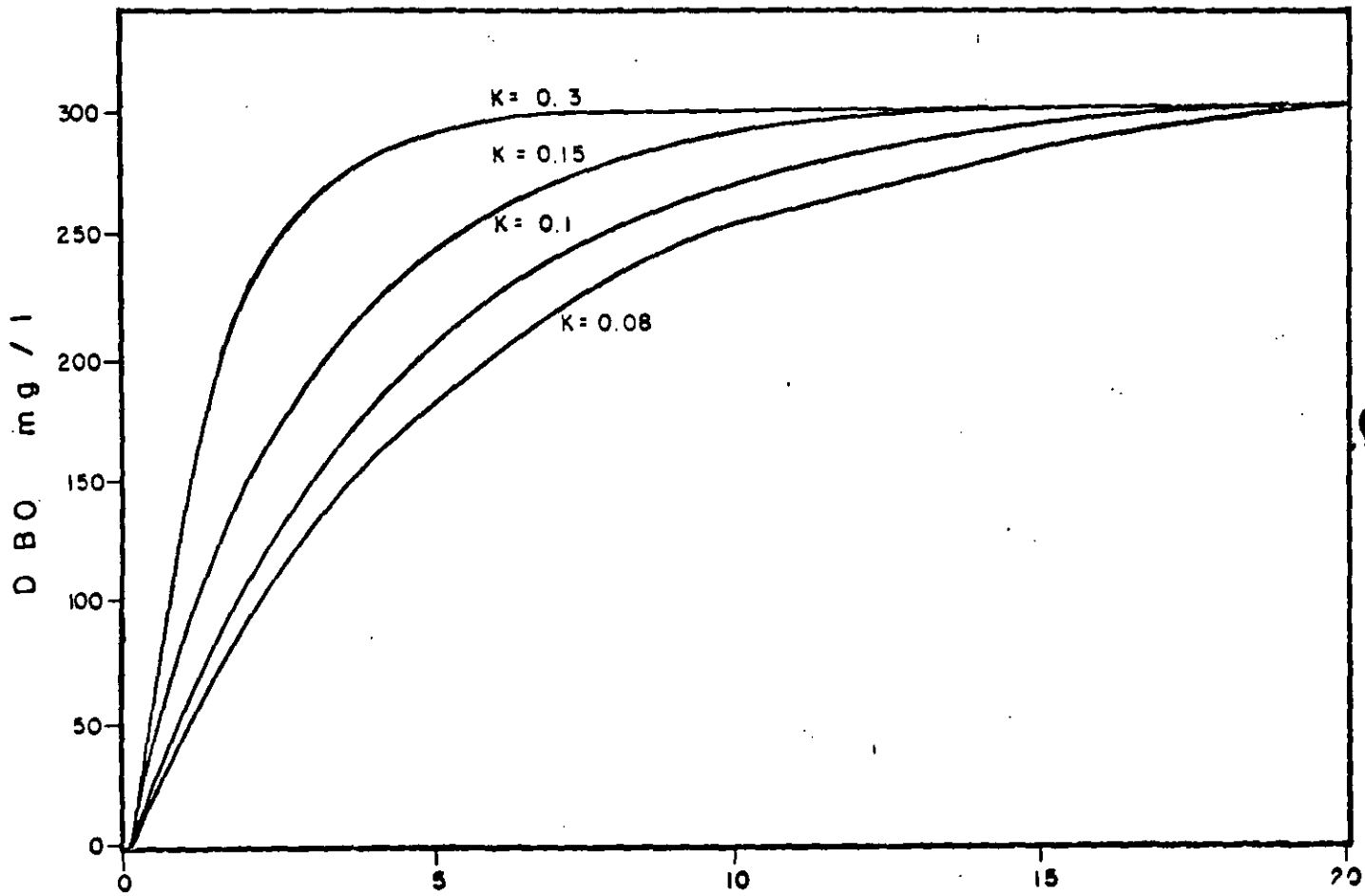


FIG. 8 Efecto de k sobre la DBO para una L dada.

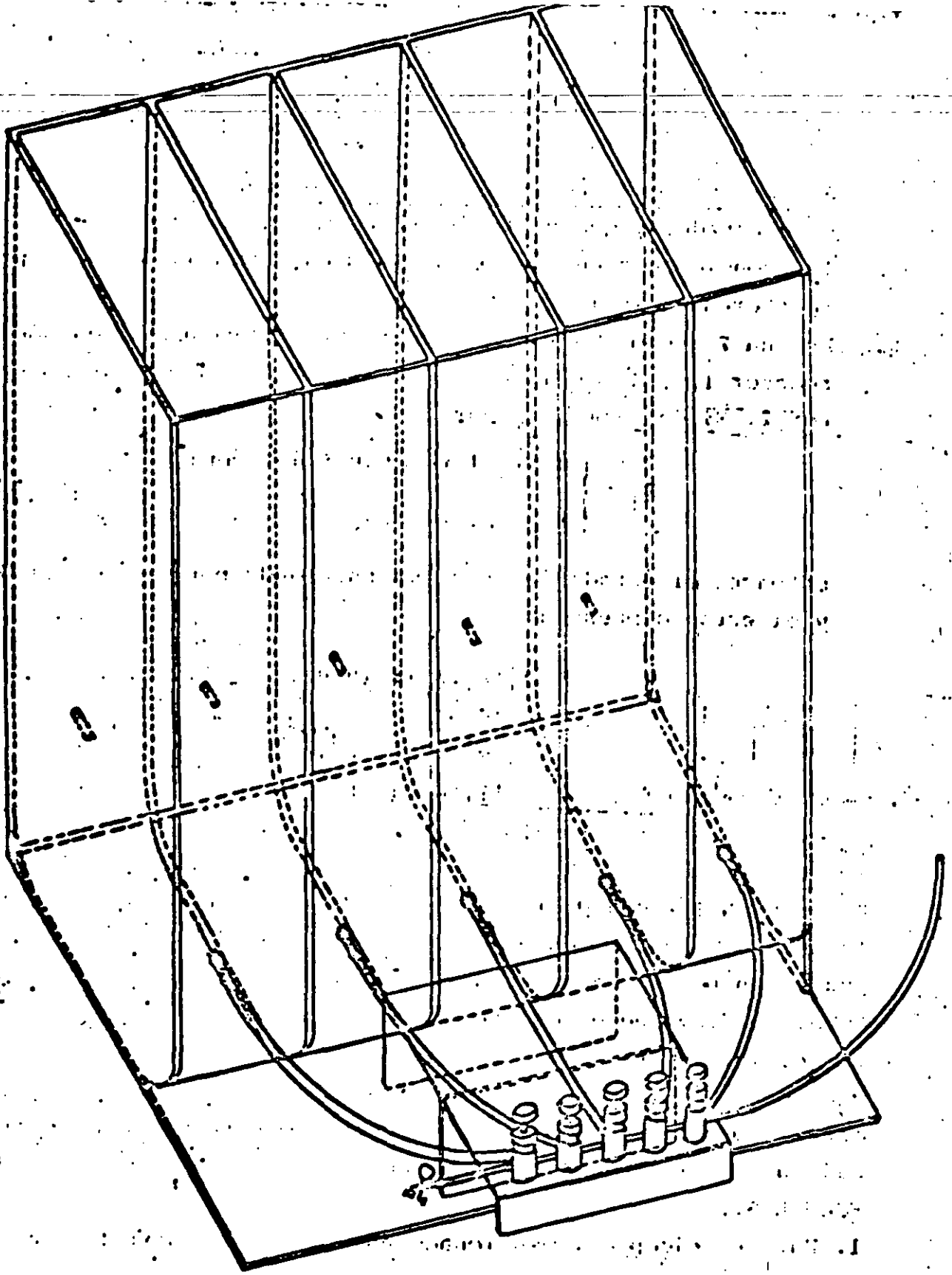


FIG. 9 CELDA PARA ACLIMATACION DE MICROORGANISMOS

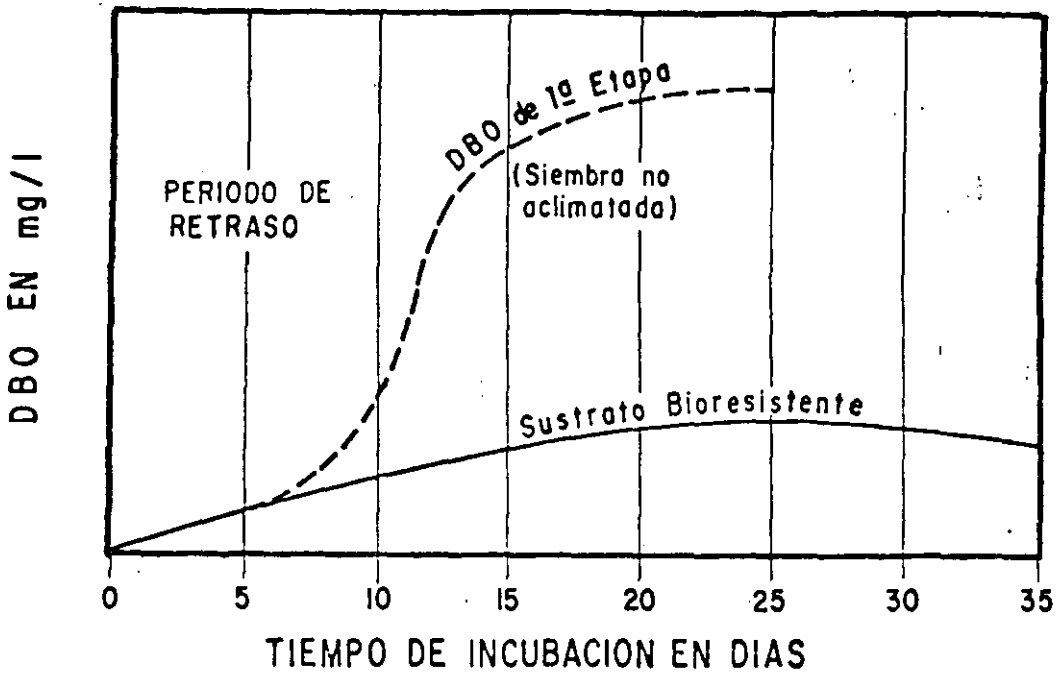
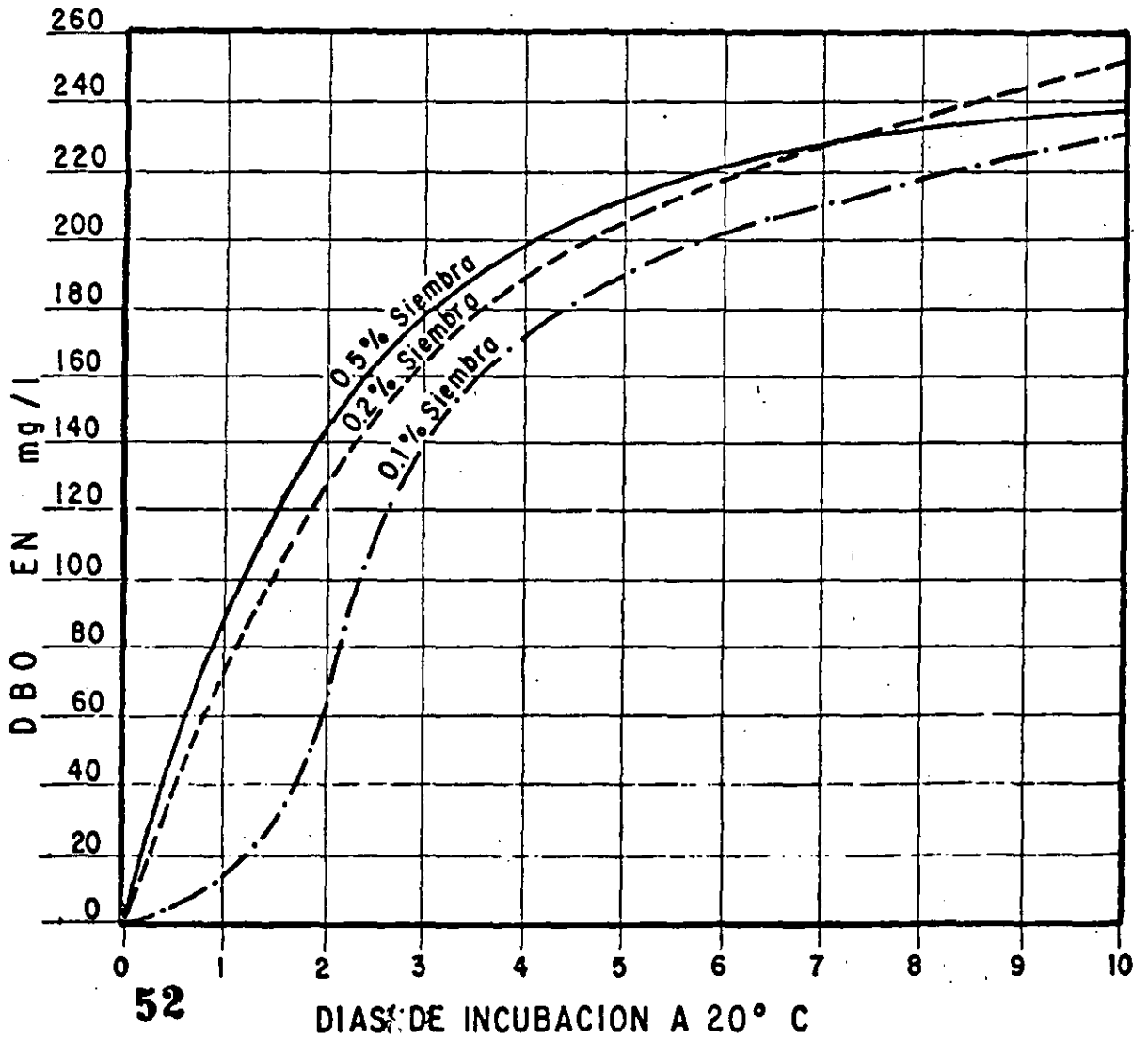


FIGURA 10 .- EFECTOS DE LA ACLIMATACION EN LA DBO



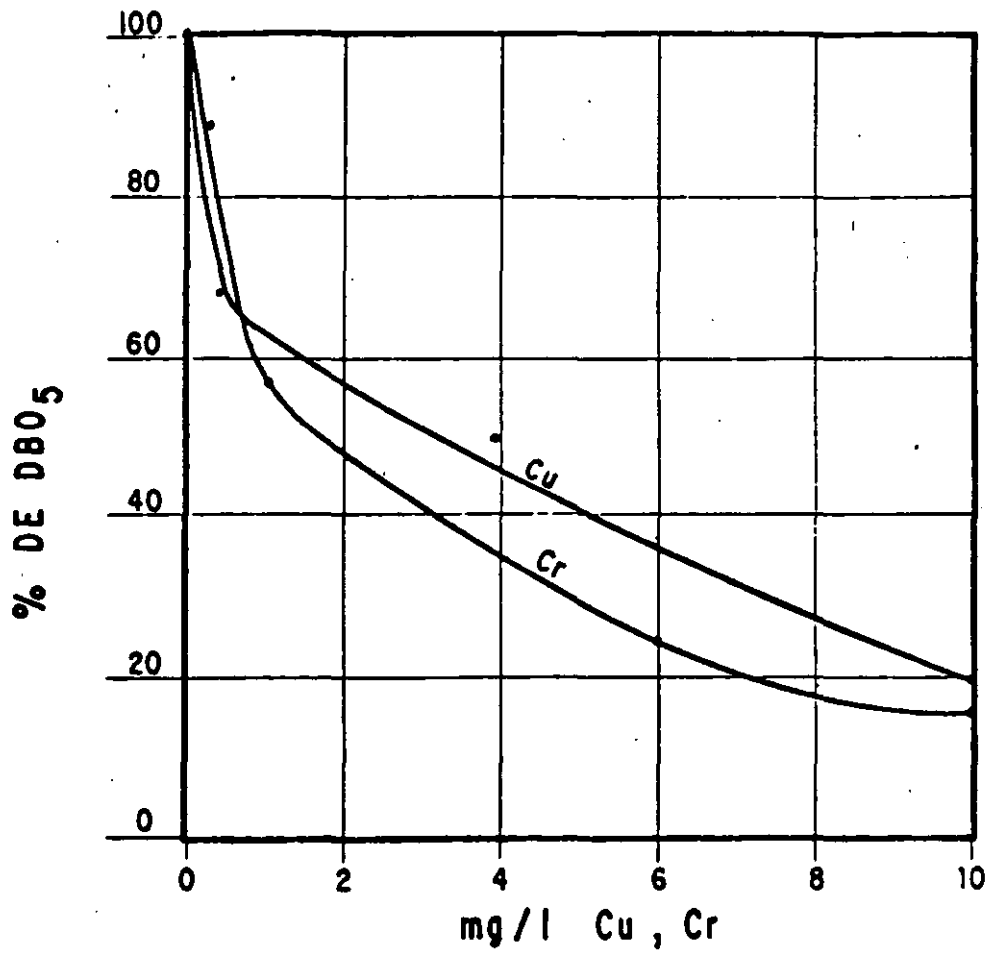
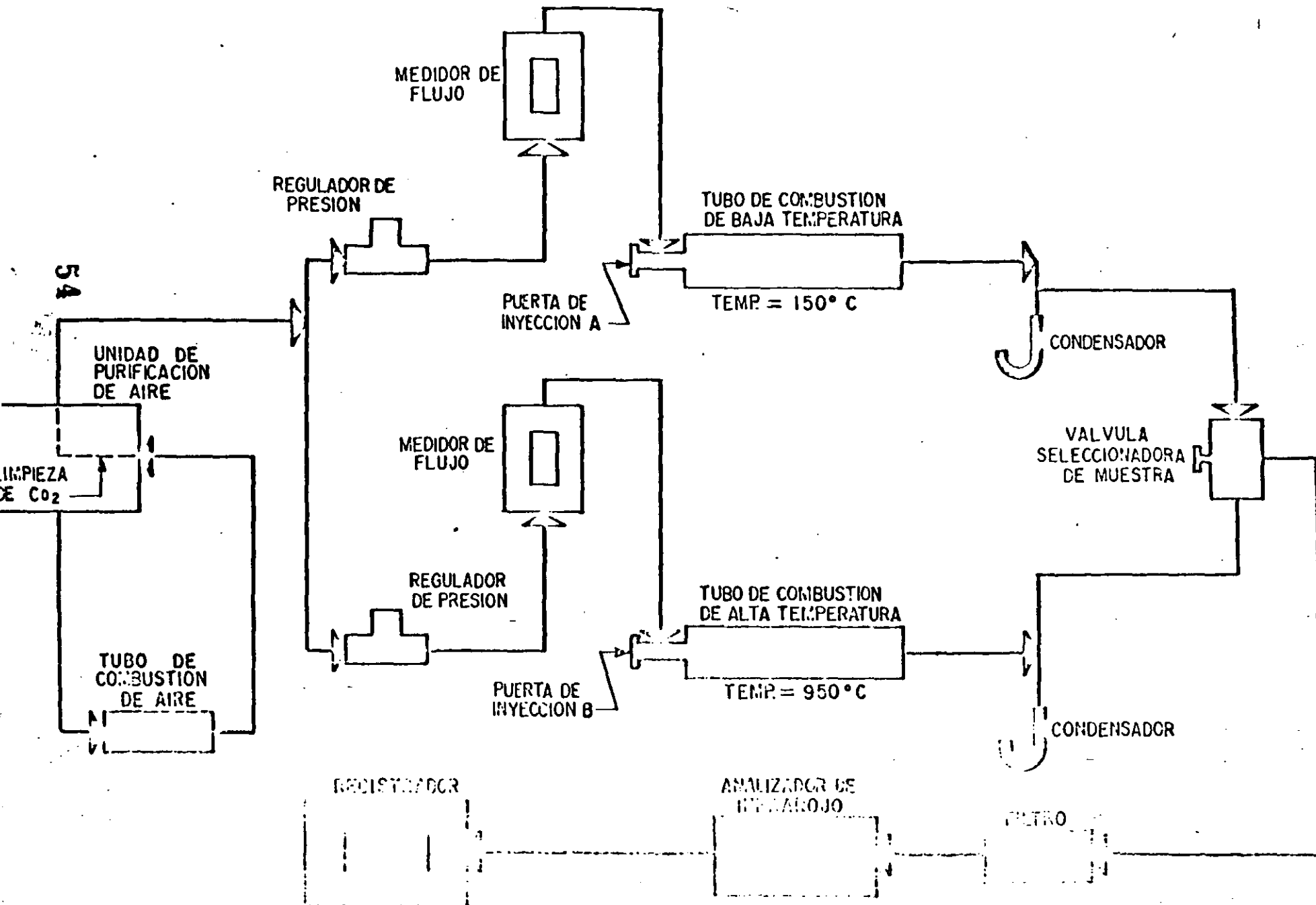


FIGURA 12.—EFECTO DE LA CONCENTRACION DE IONES METALICOS EN LA DBO



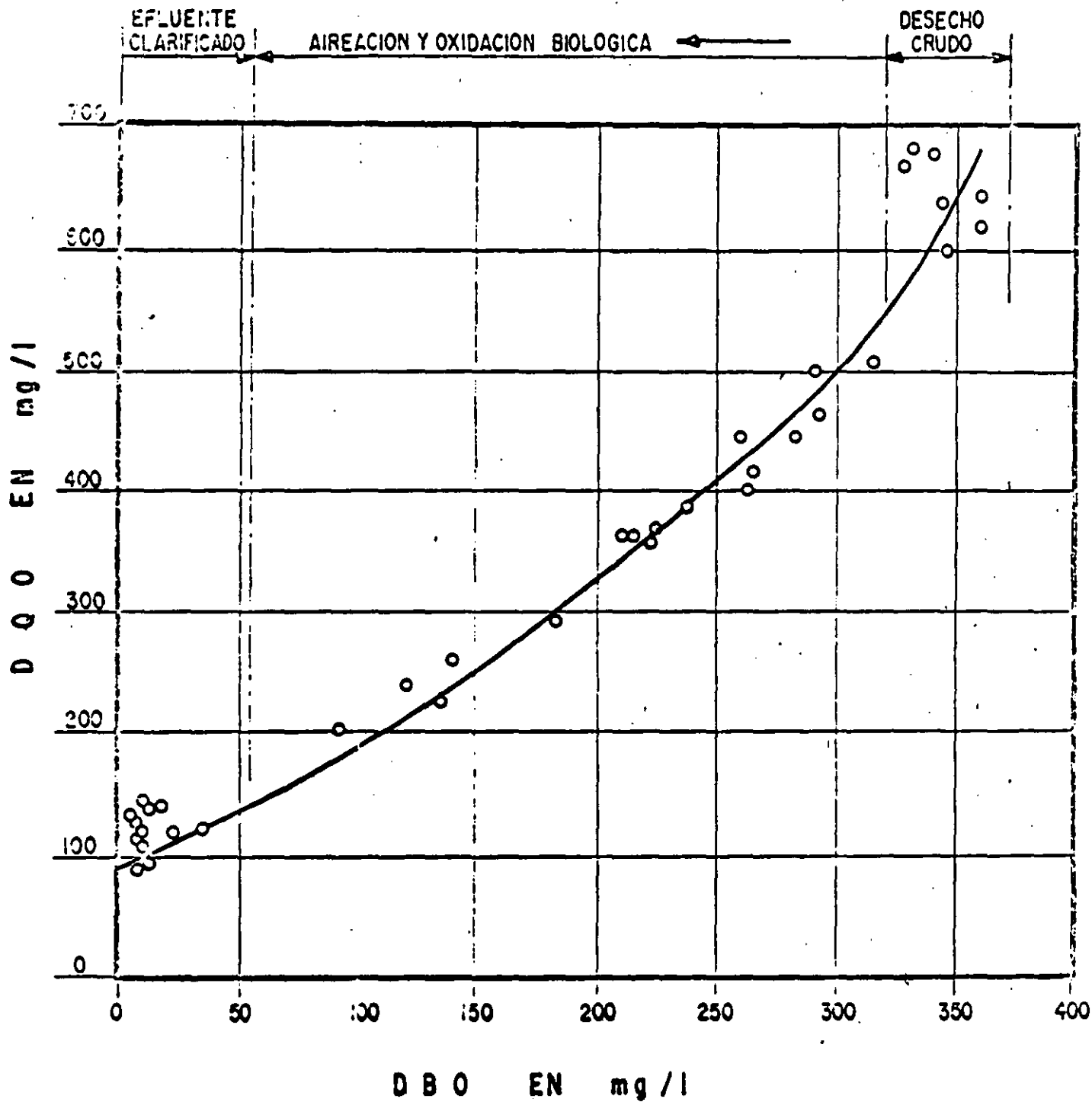
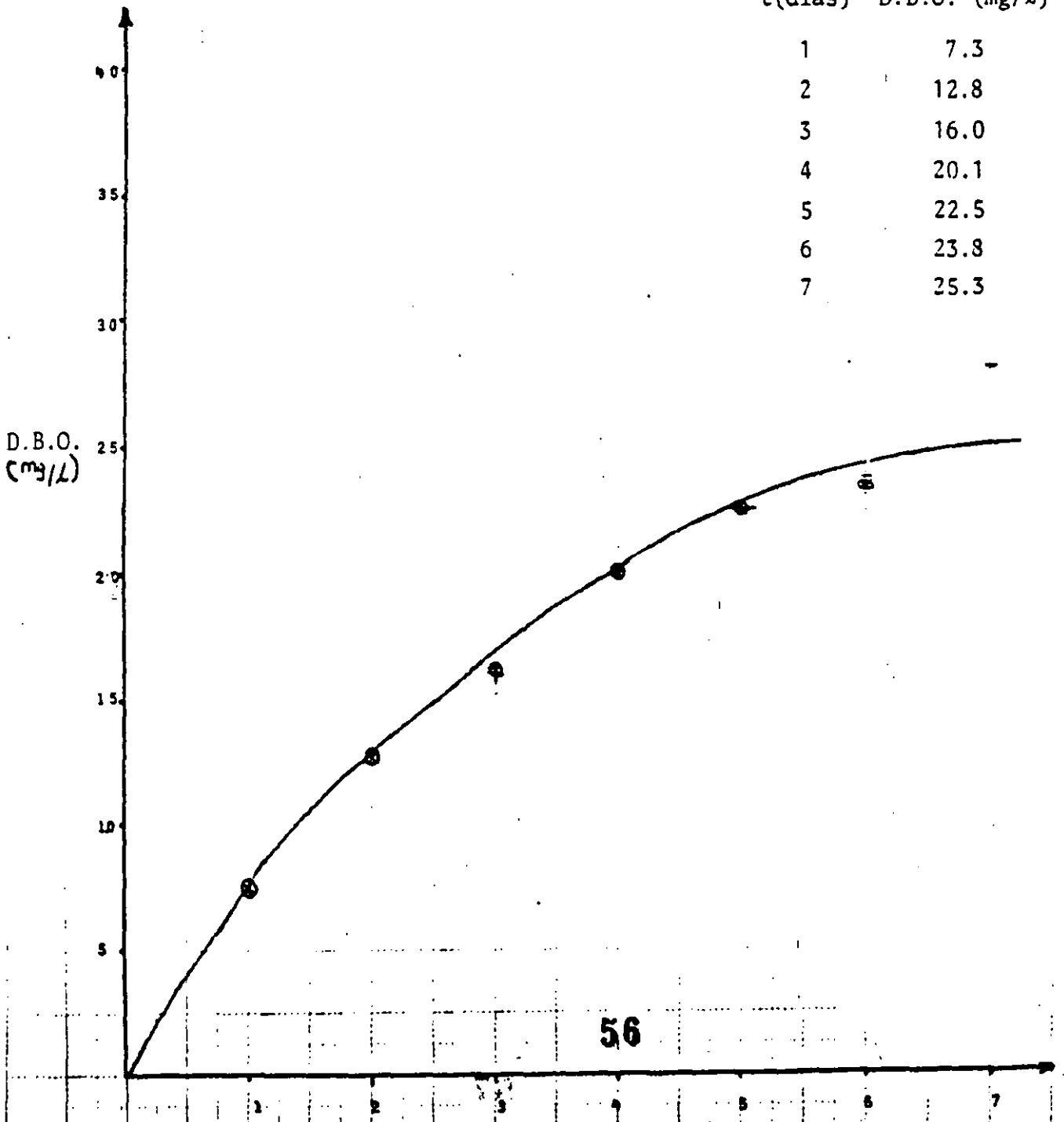


FIGURA 14 .— RELACION DBO : DQO

Variación de DBO con el tiempo de incubación para una muestra de aguas residuales

DATOS:

t(días)	D.B.O. (mg/l)
1	7.3
2	12.8
3	16.0
4	20.1
5	22.5
6	23.8
7	25.3



y	t	ty
7.3	1	7.3
12.8	2	25.6
16.0	3	48.0
20.1	4	80.0
22.5	5	112.5
23.8	6	142.8
25.3	7	177.1
Σ 127.7		593.3

$$\frac{\Sigma y}{\Sigma ty} = \frac{127.7}{593.3} = 0.2152$$

De la gráfica de (Moore, Thomas, Snow) para series de pruebas de la D.B.O. para 1,2,3,4,5,6,7, hacemos el siguiente calculo:

$$\text{Para } \frac{\Sigma y}{\Sigma ty} = 0.2152, \text{ obtenemos } k_1 = 0.118/\text{día.}$$

En la obtención de L_0 se usa:

$$\frac{\Sigma y}{L_0}$$

Esto lo hacemos usando $k_1 = 0.118/\text{día}$ y así tenemos: $\frac{\Sigma y}{L_0} = 4.23$

$$\therefore \frac{\Sigma y}{L_0} = 4.23 ; L_0 = \frac{127.7}{4.23} = 30.1$$

$$\therefore L_0 = 30.1 \text{ mg/l}$$

2. METODO DE LAS DIFERENCIAS LOGARITMICAS.

t	y	Diferencia
0	0	—
1	7.3	7.3
2	12.8	5.5
3	16.0	3.4
4	20.1	4.1
5	22.5	2.4
6	23.8	1.3
7	25.3	1.5

De la gráfica de (Moore, Thomas, Snow) para series de crecimiento de D.B.O. para 1,2,3,4,5,6,7, hacemos el siguiente

Obtención de k₁

$$k_1 = \frac{\log \frac{L_0 k_1}{r}}{t} ; \text{ Lo } k_1 = 8.3 \text{ (Ver gráfica en la hoja siguiente).}$$

En la obtención de lo se usaron la siguiente manera

$$\log r = \frac{0.8633 - 0.3802}{4} = 0.1207$$

$$r = 1.3$$

$$k_1 = \frac{\log \frac{8.3}{1.3}}{7} = \frac{\log 6.3846}{7} = \frac{0.8051}{7} = 0.115$$

$$k_1 = 0.115/\text{día}$$

Obtención de Lo

$$2.3 \text{ Lo } K_1 = 8.3$$

$$\text{Lo} = \frac{8.3}{2.3 (0.115)} = \frac{8.3}{0.264} = 31.4 \text{ mg/l}$$

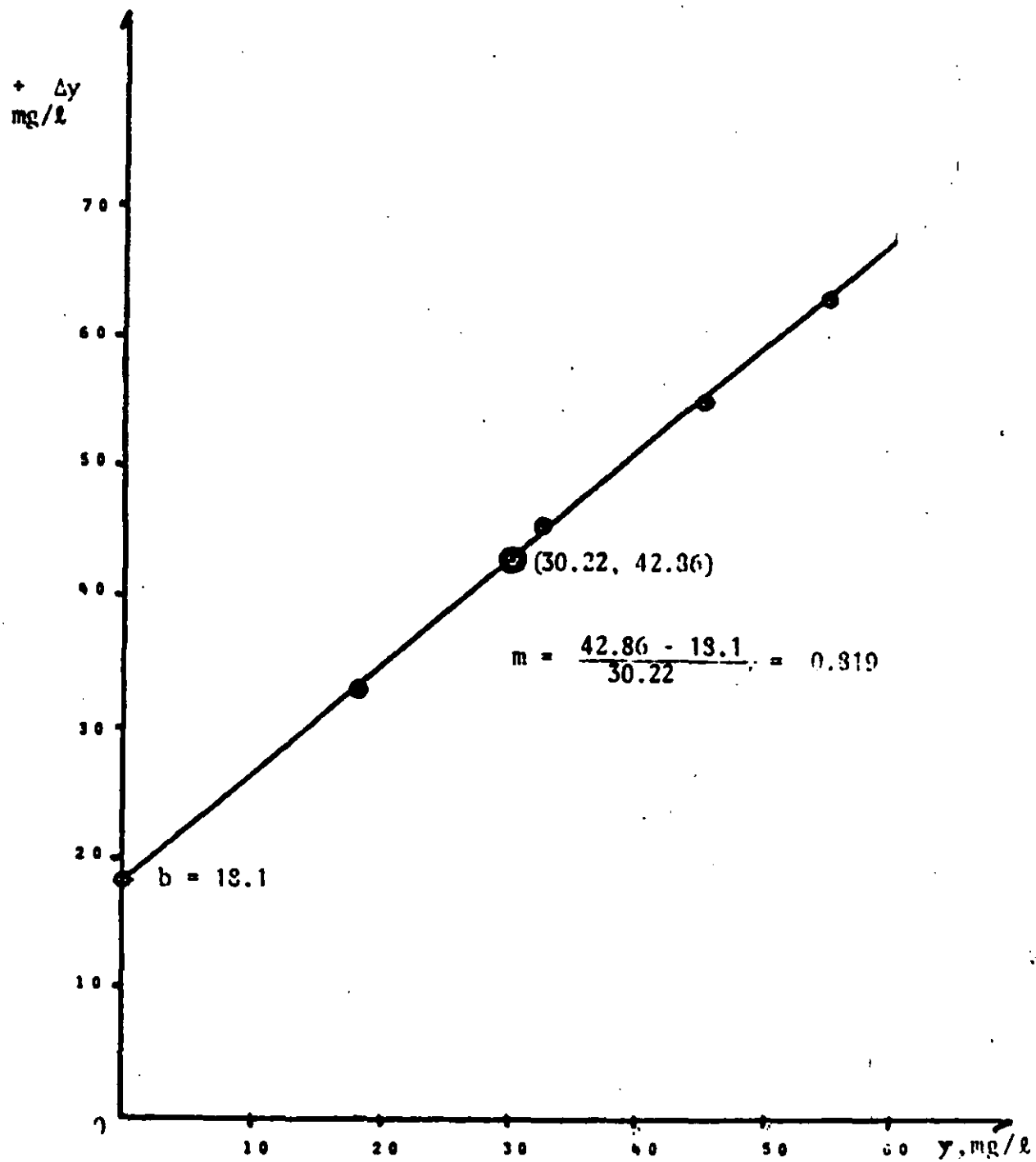


FIG. 1. CÁLCULO DE LOS VALORES DE K y l , $A t = 1$

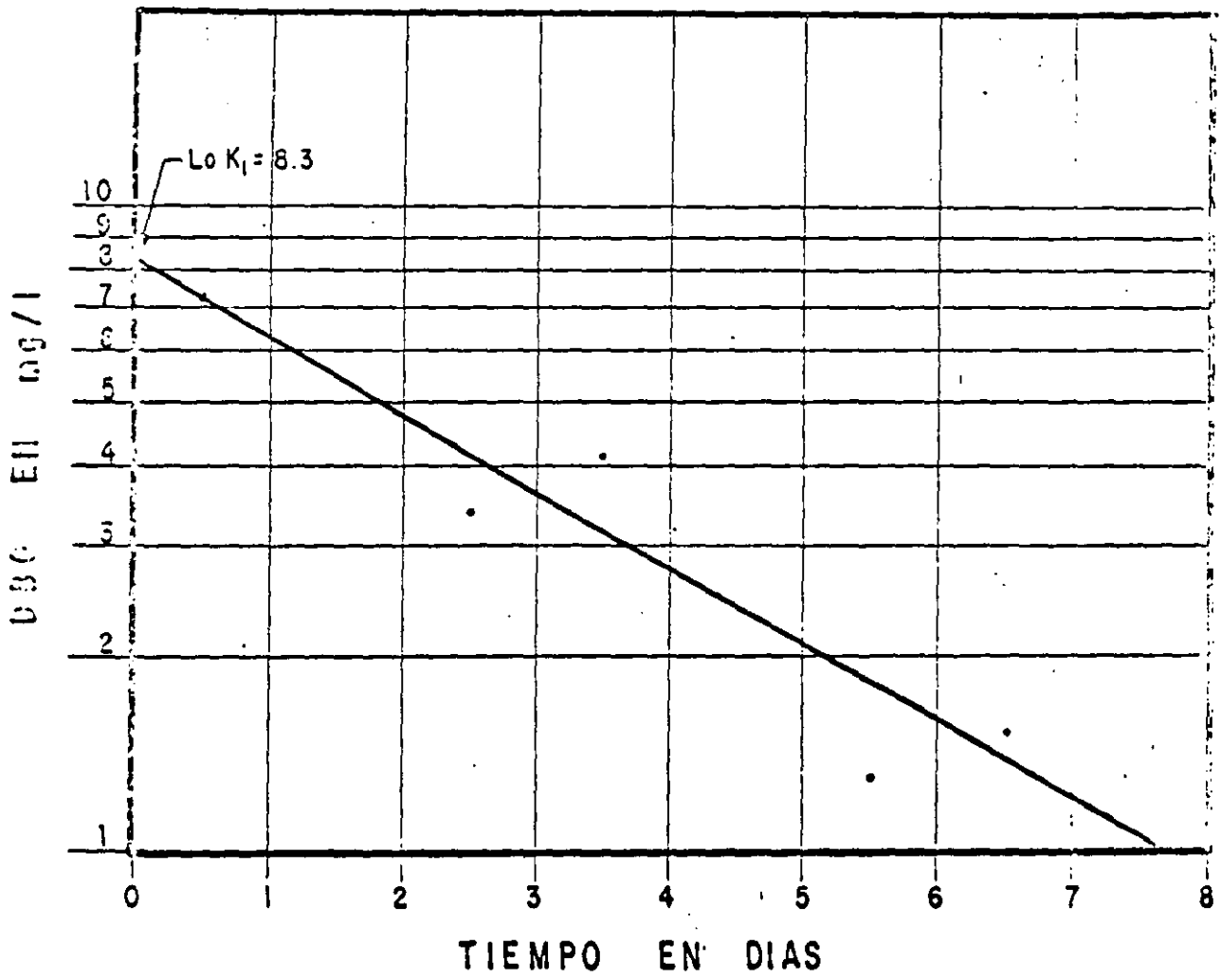


FIGURA — DETERMINACION DE K_1 Y L_0
(METODO DE LAS DIFERENCIAS LOGARITMICAS)

3. METODO GRAFICO

t	y	t/y	(t/y) ^{1/3}
1	7.3	0.137	0.518
2	12.8	0.156	0.540
3	16.0	0.187	0.570
4	20.1	0.200	0.585
5	22.5	0.222	0.608
6	23.8	0.252	0.631
7	25.3	0.275	0.650

La gráfica se encuentra en la siguiente hoja:

$$b = \frac{0.045}{2} = 0.0225$$

$$a = 0.496$$

Obtención de k_1 :

$$k_1 = 2.61 \frac{b}{a} = 2.61 \frac{0.0255}{0.496} = \frac{0.0587}{0.496}$$

$$k_1 = 0.118/\text{día}$$

Obtención de Lo :

$$Lo = \frac{1}{2.3 k_1 a^3} = \frac{1}{(2.3) (0.118) (0.496)^3}$$

$$Lo = \frac{1}{0.0331} = 30.2 \text{ mg/l}$$

$$Lo = 30.2 \text{ mg/l}$$

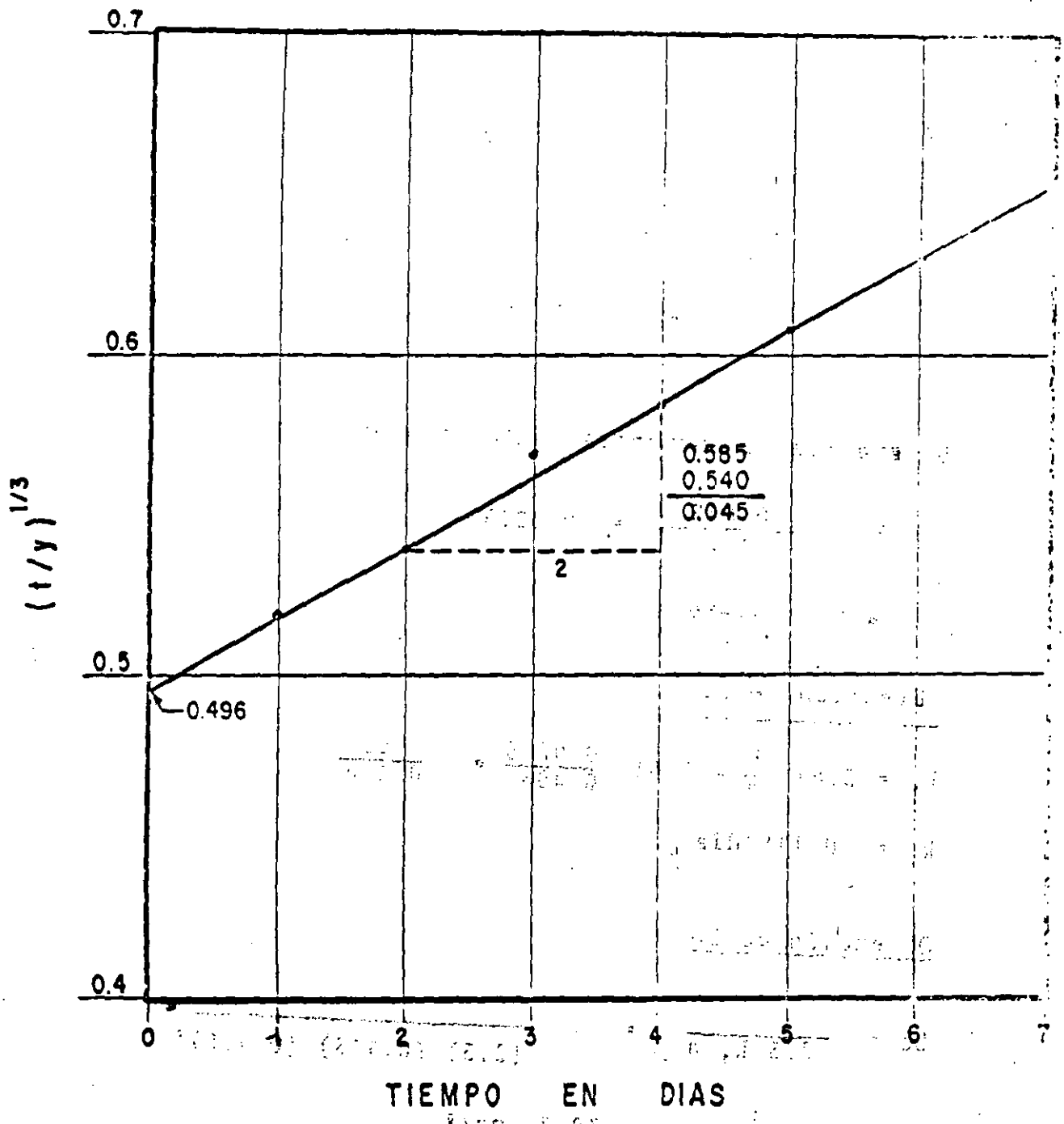


FIGURA 1a — DETERMINACION DE K_1 Y L_0
 (METODO GRAFICO)

Esta prueba se usa extensamente para determinar la capacidad de polución del agua negra y, sobre todo, de los desechos industriales. Se basa en el hecho de que prácticamente todos los compuestos orgánicos se oxidan para producir CO_2 y H_2O por la acción de oxidantes fuertes, bajo condiciones ácidas.

Desde luego esta reacción no depende de que los compuestos sean asimilables biológicamente o no. Por ejemplo la glucosa y la lignina se oxidan completamente. Por tanto, los valores de la DQO son en general mayores que los de la D.B.O.

La prueba de la D.Q.O. no diferencia entre la materia oxidable biológicamente y la materia orgánica inerte, ni establece la rapidez con que el material biológicamente activo es estabilizado bajo condiciones que existan en la naturaleza.

La prueba de DQO se efectúa sólo en 3 hrs. o menos, comparada con 5 días que requiere la D.B.O.

1.2 Agentes Oxidantes

- Permanganato de potasio - da resultados menores que la D.B.O. (5 días).
- Sulfato Córico
- Iodato de potasio
- Dicromato de Potasio

Este último es el más efectivo en la oxidación de la materia orgánica. La solución tiene que ser altamente ácida y estar a elevada temperatura para que la oxidación sea completa. Deben usarse condensadores de reflujo para evitar pérdida de materia orgánica volátil.

Algunos compuestos orgánicos, entre ellos el ácido acético y los ácidos grasos, se oxidan por el dicromato sólo en presencia de un catalizador (iones de plata).

Los compuestos aromáticos y la piridina no se oxidan en ninguna circunstancia.

1.3 Química de la oxidación por el dicromato de potasio.

La reacción de oxidación se efectúa como sigue :



Se usa dicromato de grado analítico, secado a 103°C.

Se recomienda una normalidad 0.25 N para la solución de dicromato. Como una solución 0.25 N de oxígeno equivalente a $0.25 \times 8 \frac{gr}{lt} = 2 \frac{gr}{lt} = 2 \frac{mgr}{ml}$ de oxígeno.

de la solución 0.25 N de dicromato representará 2 mgr de oxígeno.

1.4 Proceso estándar para encontrar la DQO por el método del dicromato de potasio.

1.4.1 Proceso en general.

La determinación de la D.Q.O. se hace agregando a la muestra dicromato en exceso. Una cierta cantidad es consumida por la materia oxidable presente en la muestra, permaneciendo un exceso en solución. El exceso se determina usando un agente reductor, normalmente ión ferroso (Fe⁺⁺). La diferencia entre el dicromato agregado y el remanente es el dicromato consumido. La reacción que tiene lugar es como sigue :



Como fuente de iones Fe⁺⁺ se usa sulfato ferroso de amonio (SFA). Como las soluciones de Fe⁺⁺ se oxidan fácilmente, estas soluciones se deben estandarizar cada vez que se usen, lo que se puede hacer con solución de dicromato 0.25 N.

Indicador. - Para determinar el momento en que la oxidación de la materia orgánica termina, se usa Ferroína (1,10 ferrozina monohidratada). El cambio de color es del verde azul al café sucio.

1.4.2 Limitaciones

Se puede cuantificar la porción carbonosa de los compuestos de nitrógeno, pero no hay reducción en el dicromato por amoníaco del desecho o por el liberado de materia proteicas (excepto en presencia de cloruros).

Los compuestos de cadena abierta se oxidan fácilmente si se agrega sulfato de plata, pero los cloruros, fluoruros e indanos reaccionan con él para producir precipitados.

tados que se oxidan sólo parcialmente.

Los catalizadores (sulfato de Ag) no ayudan a la oxidación de los hidrocarburos aromáticos, pero sí a la de los alcoholes y ácidos de cadena abierta.

En presencia de amoníaco, aminas ó de materia nitrogenada, se pueden presentar cíclicamente durante el proceso Cl^+ o Cl^- a través de la formación de cloraminas. El proceso dura por varias horas de digestión, si no hay catalizador.

Como a bajas D.Q.O. la presencia de cloruros afecta más los resultados, el método se puede aplicar a D.Q.O. mayores que 50 p.p.m. Para aguas con D.Q.O. menores a 25 p.p.m. los resultados pueden indicar solo un orden de magnitud.

1.4.3 Interferencia por cloruros

Cuando no se usa sulfato de Ag como catalizador, los cloruros presentes se oxidan por el dicromato, de manera que se debe aplicar una corrección. Se determina el contenido de cloruros en una muestra separada y se deduce el consumo de oxígeno del resultado obtenido :

En efecto, $1 \frac{g}{lt} Cl$ (35.5) equivale a $0.23 \frac{g}{lt}$ Oxígeno (B.O.)

$$35.5 \frac{Cl}{lt} = \frac{8}{1t} Ox. ; \therefore 1 Cl = \frac{8}{35.5} = 0.23 Ox.$$

Cuando se use catalizador no se puede aplicar la corrección, desde luego.

1.4.4 Muestreo y almacenamiento.

Si existe materia inestable, las muestras se deben examinar inmediatamente. Si tienen sólidos sedimentables deben ser homogeneizadas cuidadosamente. Debe procurarse evitar pequeños volúmenes de muestra (lo que sucedería si la D.Q.O. es alta); en este caso se harán diluciones en matrazes aforados y se realizará la prueba en la dilución que dé mejores resultados con el método como se verá más adelante.

1.4.5 Proceso en detalle.

1.4.5.1 Aparatos.

Matraz esférico con cuello esmerilado, (20/40 cap. 300 ml), y refrigerante de Friedrichs.

1.4.5.2 Reactivos

1- Sol. valorada de $K_2Cr_2O_7$, 0.250 N .

Cantidad necesaria de la sal :

Como $(Cr_2 O_7)^{2-} \rightarrow 2Cr^{3+}$, hay un cambio de valencia de 6.

$$K = 39.102 \times 2 = 78.204$$

$$Cr = 51.996 \times 2 = 103.992$$

$$O = 16.000 \times 7 = 112.000$$

$$\therefore P.M. = 294.196 .$$

$$\therefore \text{Sol. 1N} = \frac{294.196}{6} = 49.1 \frac{gr}{lit}, \quad 0.25 \text{ N} = 12.259 \frac{gr}{lit}$$

El dicromato se seca a $103^\circ C$ durante 2 hrs. y luego se diluye a 1000 ml.

2- Acido sulfúrico concentrado .

3- Sol. valorada de $Fe (NH_4)_2 (SO_4)_2 6H_2O$, 0.25 N. (SF.) .

Preparación:

- 98 gr. sulfato ferroso amoniacal se disuelven en agua destilada .
- se agregan 20 ml de H_2SO_4 concentrado .
- se enfría y se diluye a 1000 c.c..

Esta solución se debe titular el día que se vaya a utilizar.

Titulación.- A 25 ml de solución valorada de dicromato di úf da a 250 ml. se le agregan 20 ml de H_2SO_4 y se deja enfriar. Se titula con sulfato ferroso amoniacal usando 2 o 3 gotas de Ferroín como indicador.

$$\text{Normalidad} = \frac{\text{ml } K_2Cr_2O_7 \times 0.25}{\text{ml } Fe(NH_4)_2(SO_4)_2} \text{ -- Vire: Verde a café. --}$$

1.4.5.3 Pasos

1o.- 50 ml muestra o parte alícuota diluida a 50 ml..

2o.- 25 ml. sol.vol.dicromato .

3o.- 75 ml. H_2SO_4 c. .- Verter cuidado ente y la: io.

40.- Se fija el condensador y se somete a reflujo por 2 hs.

50.- Se deja enfriar y se lava con 25 ml. de agua destilada.

60.- Se pasa el contenido a un matraz Erlenmeyer de 500 ml.

70.- Se lava el matraz esférico 4 o 5 veces con agua destilada, vertiendo cada vez en el Erlenmeyer, y se lava en éste a 350 ml.

80.- Se deja enfriar a la temperatura ambiente.

90.- Se titula con SFA, agregando 3 gotas de Ferricín.-

1.4.5.4 Testigo

Se hacen las mismas operaciones con 50 ml. de agua destilada.

1.4.5.5 Catalizador

Cuando se use catalizador, se agrega directamente a la mezcla, antes del reflujo, 1 gr. de Ag_2SO_4 .

1.4.5.6 Cálculo y deducción de la fórmula utilizada.

La fórmula es:

$$\frac{mg}{lt} \text{ D.G.O.} = \frac{(a-b)c \times 8000}{ml \text{ muestra}} - d, \text{ en que}$$

a= ml $Fe(NH_4)_2(SO_4)_2$ usados para el testigo.

b= " " " " la muestra.

c= normalidad del $Fe(NH_4)_2(SO_4)_2$.

d= corrección por cloruros = mg/lt de Cl^- x 0.23.

Deducción de la fórmula:

Sabemos que el peso de una sustancia A expresada como B está dada por :

$$PA/B = PA/A \frac{P.E.B}{P.E.A} \quad (1), \text{ en que}$$

$P_{A/B}$ = peso de A como B, gr.;

$P_{A/A}$ = peso de A como A, gr.;

P.E. = peso de un equivalente - gramo, gr.-

Además, el número de equivalentes-gramo que reaccionan es:

$$N_A V_A = N_B V_B \quad (2), \text{ en que}$$

N = normalidad (de A ó B), $\frac{\text{No. de P.E.}}{\text{lt}}$;

V = volumen (de A ó B), lt.-

Por lo tanto el peso de A como A expresado en gramos es

$$P_{A/A} = N_A V_A P.E.A.$$

el cual sustituido en (1), conduce a:

$$P_{A/B} = N_A V_A P.E.A \frac{P.E.B}{P.E.A} = N_A V_A P.E.B$$

Si llamamos $K_{A/B}$ a la concentración de A expresada como B en $\frac{\text{gr.}}{\text{lt}}$, tendremos:

$$\frac{P_{A/B}}{V_M} = K_{A/B} = \frac{N_A V_A P.E.B}{V_M}$$

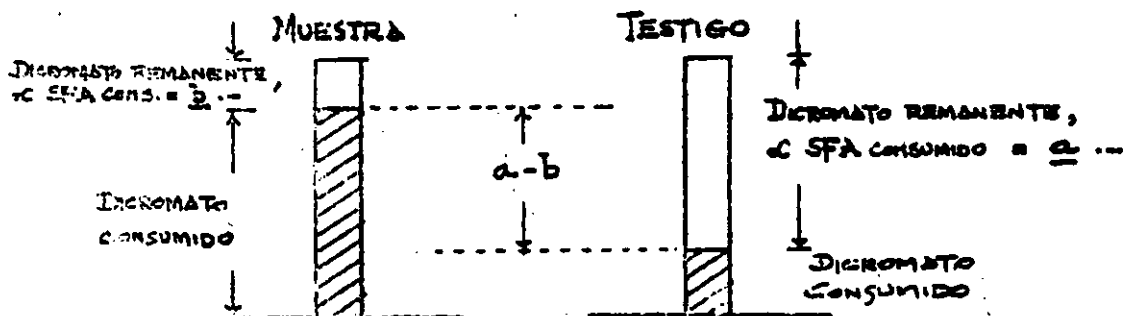
donde V_M es el volumen de la muestra, en lt.-

Por lo tanto, la concentración en $\frac{\text{mgr}}{\text{lt}}$ será:

$$K_{A/B} = \frac{N_A V_A P.E.B \times 1000}{V_M} \quad (4)$$

en donde V_A y V_M tienen las mismas unidades, lt. ó ml. por ejemplo.

En nuestro caso tendremos, de acuerdo con el esquema:



- $a-b$ = diferencia entre los volúmenes de sulfato ferroso amoniacal consumido en el testigo y la muestra.
 a = contenido real de materia orgánica en la muestra.
 $a-b$ = cantidad real de dicromato consumida por la materia orgánica de la muestra.
 $a-b$ = cantidad de sulfato ferroso amoniacal consumido en la titulación.
 $a-b$ = cantidad de oxígeno que representa el contenido real de materia orgánica en la muestra.

Considerando las dos últimas expresiones y la fórmula (4), se trata de expresar la cantidad de sulfato ferroso amoniacal (A) como oxígeno (B). Por tanto :

$$K_{A/B} = \text{D.Q.O.}; \quad \therefore$$

$$\text{D.Q.O.} = \frac{N_A (a-b) 8000}{V_M} \quad \dots$$

Como la corrección por cloruros, d , es sustraída de a , y haciendo $C = N_A$, la expresión queda en la forma presentada en los Métodos Estándar :

$$\text{D.Q.O.} = \frac{(a-b) \times 8000}{V_M} = d..$$

1.1 Generalidades

Esta prueba se usa extensamente para determinar la capacidad de polución del agua negra y, sobre todo, de los desechos industriales. Se basa en el hecho de que prácticamente todos los compuestos orgánicos se oxidan para producir CO_2 y H_2O por la acción de oxidantes fuertes, bajo condiciones ácidas.

Desde luego esta reacción no depende de que los compuestos sean asimilables biológicamente o no. Por ejemplo la glucosa y la lignina se oxidan completamente. Por lo tanto, los valores de la DQO son en general mayores que los de la D.B.O.

La prueba de la D.Q.O. no diferencia entre la materia oxidable biológicamente y la materia orgánica inerte, ni establece la rapidez con que el material biológicamente activo es estabilizado bajo condiciones que existen en la naturaleza.

La prueba de DQO se efectúa sólo en 3 hs. o menos, comparada con 5 días que requiere la D.B.O.

1.2 Agentes Oxidantes

- Permanganato de potasio - da resultados menores que la D.B.O. (5 días).
- Sulfato Cérico
- Iodato de potasio
- Dicromato de Potasio

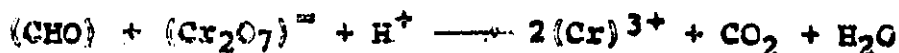
Este último es el más efectivo en la oxidación de la materia orgánica. La solución tiene que ser altamente ácida y estar a elevada temperatura para que la oxidación sea completa. Deben usarse condensadores de reflujo para evitar pérdida de materia orgánica volátil.

Algunos compuestos orgánicos, entre ellos el ácido acético y los ácidos grasos, se oxidan por el dicromato sólo en presencia de un catalizador (iones de plata).

Los compuestos aromáticos y la piridina no se oxidan en ninguna circunstancia.

1.3 Química de la oxidación por el dicromato de potasio.

La reacción de oxidación se efectúa como sigue :



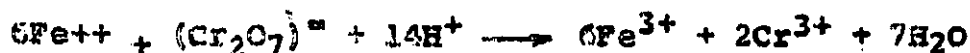
Se usa dicromato de grado analítico, secado a 103°C .

Se recomienda una normalidad 0.25 N para la solución de dicromato. Como una solución 0.25 N de oxígeno equivale a $0.25 \times 8 \frac{\text{gr}}{\text{lt}} = 2 \frac{\text{gr}}{\text{lt}} = 2 \frac{\text{mgr}}{\text{ml}}$ de oxígeno, la solución 0.25 N de dicromato representará 2 mgr de oxígeno.

1.4 Proceso estándar para encontrar la DQO por el método del dicromato de potasio.

1.4.1 Proceso en general.

La determinación de la D.Q.O. se hace agregando a la muestra dicromato en exceso. Una cierta cantidad es consumida por la materia oxidable presente en la muestra, permaneciendo un exceso en solución. El exceso se determina usando un agente reductor, normalmente ión ferroso (Fe^{++}). La diferencia entre el dicromato agregado y el remanente es el dicromato consumido. La reacción que tiene lugar es como sigue :



Como fuente de iones Fe^{++} se usa sulfato ferroso de amonio (SFA). Como las soluciones de Fe^{++} se oxidan fácilmente, estas soluciones se deben estandarizar cada vez que se usen, lo que se puede hacer con solución de dicromato 0.25 N.

Indicador. Para determinar el momento en que la oxidación de la materia orgánica termina, se usa Ferrofin (1,10 ferrozina monohidratada). El cambio de color es del verde azul al café sucio.

1.4.2 Limitaciones

Se puede cuantificar la porción carbonosa de los compuestos de nitrógeno, pero no hay reducción en el dicromato por amoníaco del desecho o por el liberado de materia proteicas (excepto en presencia de cloruros).

Los compuestos de cadena abierta se oxidan fácilmente si se agrega sulfato de plata, pero los cloruros, fluoruros e hidruros reaccionan con él para producir precipi-

tados que se oxidan sólo parcialmente.

Los catalizadores (sulfato de Ag) no ayudan a la oxidación de los hidrocarburos aromáticos, pero sí a la de los alcoholes y ácidos de cadena abierta.

En presencia de amoníaco, aminas ó de materia nitrogenada, se pueden presentar cíclicamente durante el proceso Cl o Cl^- a través de la formación de cloraminas. El proceso dura por varias horas de digestión, si no hay catalizador.

Como a bajas D.Q.O. la presencia de cloruros afecta más los resultados, el método se puede aplicar a D.Q.O. mayores que 50 p.p.m. Para aguas con D.Q.O. menores a 25 p.p.m. los resultados pueden indicar solo un orden de magnitud.

1.4.3 Interferencia por cloruros

Cuando no se usa sulfato de Ag como catalizador, los cloruros presentes se oxidan por el dicromato, de manera que se debe aplicar una corrección. Se determina el contenido de cloruros en una muestra separada y se deduce el consumo de oxígeno del resultado obtenido :

En efecto: $1 \frac{g}{lt} Cl (35.5)$ equivalen a $0.23 \frac{g}{lt}$ Oxígeno (8.0)

$$\frac{35.5}{lt} Cl = \frac{8}{lt} Ox. ; \therefore 1 Cl = \frac{8}{35.5} = 0.23 Ox.$$

Cuando se use catalizador no se puede aplicar la corrección, desde luego.

1.4.4 Muestreo y almacenamiento.

Si existe materia inestable, las muestras se deben examinar inmediatamente. Si tienen sólidos sedimentables deben ser homogeneizadas cuidadosamente. Debe procurarse evitar pequeños volúmenes de muestra (lo que sucedería si la D.Q.O. es alta); en este caso se harán diluciones en matrazes aforados y se realizará la prueba en la dilución que dé mejores resultados con el método como se verá más adelante.

1.4.5 Proceso en detalle

1.4.5.1 Aparatos.

Matraz esférico con cuello esmerilado, (20/40) cap. 300 ml), y refrigerante de Friedrichs.

1.4.5.2 Reactivos

1- Sol. valorada de $K_2Cr_2O_7$, 0.250 N .

Cantidad necesaria de la sal :

Como $(Cr_2 O_7)^{2-} \rightarrow 2Cr^{3+}$, hay un cambio de valencia de 6.

$$K = 39.102 \times 2 = 78.204$$

$$Cr = 51.996 \times 2 = 103.992$$

$$O = 16.000 \times 7 = 112.000$$

$$\therefore P.M. = 294.196 .$$

$$\therefore \text{Sol. 1N} = \frac{294.196}{6} = 49.1 \frac{\text{gr}}{\text{lit}}; \quad 0.25 \text{ N} = 12.259 \frac{\text{gr}}{\text{lit}}$$

El dicromato se seca a 103°C durante 2 hrs. y luego se diluye a 1000 ml.

2- Acido sulfúrico concentrado .

3- Sol. valorada de $Fe (NH_4)_2 (SO_4)_2 \cdot 6H_2O$, 0.25 N. (SF.).

Preparación:

- 98 gr. sulfato ferroso amoniacal se disuelven en agua destilada .
- se agregan 20 ml de H_2SO_4 concentrado .
- se enfría y se diluye a 1000 c.c..

Esta solución se debe titular el día que se vaya a utilizar.

Titulación. - A 25 ml de solución valorada de bicromato se agrega a 250 ml. se le agregan 20 ml de H_2SO_4 y se deja enfriar. Se titula con sulfato ferroso amoniacal usando 2 o 3 gotas de Ferroína como indicador.

$$\text{Normalidad} = \frac{\text{ml } K_2Cr_2O_7 \times 0.25}{\text{ml } Fe(NH_4)_2(SO_4)_2} \dots \text{Vire: Verde a café.}$$

1.4.5.3 PASOS

1o.- 50 ml muestra o parte alícuota diluida a 50 ml..

2o.- 25 ml. sol.vol.dicromato .

3o.- 75 ml. H_2SO_4 conc.. Verter cuidadosamente y mezclarlo.

- 40.- Se fija el condensador y se somete a reflujo por 2 hs.
- 50.- Se deja enfriar y se lava con 25 ml. de agua destilada.
- 60.- Se pasa el contenido a un matraz Erlenmeyer de 500 ml.
- 70.- Se lava el matraz esférico 4 o 5 veces con agua destilada, vertiendo cada vez en el Erlenmeyer, y se diluye en éste a 350 ml.
- 80.- Se deja enfriar a la temperatura ambiente.
- 90.- Se titula con SFA, agregando 3 gotas de Ferric...

1.4.5.4 Testigo

Se hacen las mismas operaciones con 50 ml. de agua destilada.

1.4.5.5 Catalizador

Quando se use catalizador, se agrega directamente a la mezcla, antes del reflujo, 1 gr. de Ag_2SO_4 .

1.4.5.6 Cálculo y deducción de la fórmula utilizada.

La fórmula es:

$$\frac{mg}{lt} \text{ D.O.O.} = \frac{(a-b)c \times 8000}{ml \text{ muestra}} - d, \text{ en que}$$

a = ml $Fe(NH_4)_2(SO_4)_2$ usados para el testigo.

b = " " " " la muestra.

c = normalidad del $Fe(NH_4)_2(SO_4)_2$.

d = corrección por cloruros = mg/lt de $Cl^- \times 0.23$.

Deducción de la fórmula:

Sabemos que el peso de una substancia A expresada como B está dada por :

$$PA/B = PA/A \quad \frac{P.E.B}{P.E.A} \quad (1), \text{ en que}$$

$P_{A/B}$ = peso de A como B, gr.;

$P_{A/A}$ = peso de A como A, gr.;

P.E. = peso de un equivalente = gramo, gr.

Además, el número de equivalentes-gramo que reaccionan es:

$$N_A V_A = N_B V_B \quad (2), \text{ en que}$$

N = normalidad (de A ó B), $\frac{N_{O. de P.E.}}{lt}$;

V = volumen (de A ó B), lt.

Por lo tanto el peso de A como A expresado en gramos es

$$P_{A/A} = N_A V_A P.E.A$$

el cual sustituido en (1), conduce a:

$$P_{A/B} = N_A V_A P.E.A \frac{P.E.B}{P.E.A} = N_A V_A P.E.B$$

Si llamamos $K_{A/B}$ a la concentración de A expresada como B en $\frac{gr.}{lt}$, tendremos:

$$\frac{P_{A/B}}{V_M} = K_{A/B} = \frac{N_A V_A P.E.B}{V_M}$$

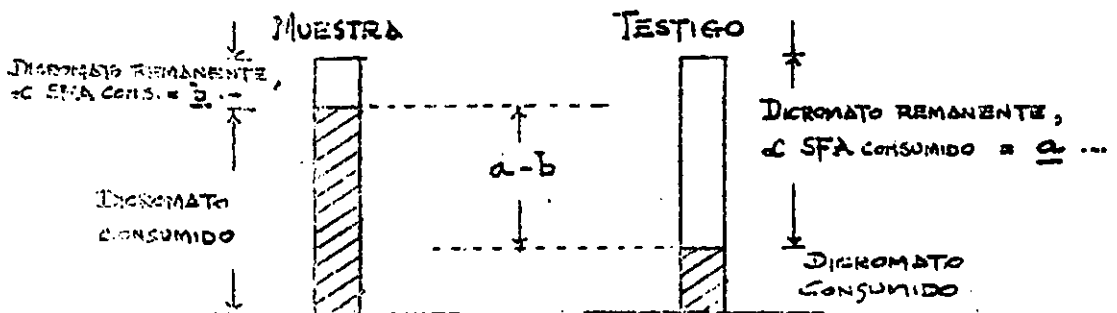
donde V_M es el volumen de la muestra, en lt.

Por lo tanto, la concentración en $\frac{mgr}{lt}$ será:

$$K_{A/B} = \frac{N_A V_A P.E.B \times 1000}{V_M} \quad (4)$$

en donde V_A y V_M tienen las mismas unidades, lt. ó ml. por ejemplo.

En nuestro caso tendremos, de acuerdo con el ejemplo:



- $a-b$ = diferencia entre los volúmenes de sulfato ferroso amoniacal consumido en el testigo y la muestra.
- $a-b$ = contenido real de materia orgánica en la muestra.
- $a-b$ = cantidad real de dicromato consumida por la materia orgánica de la muestra.
- $a-b$ = cantidad de sulfato ferroso amoniacal consumido en la titulación.
- $a-b$ = cantidad de oxígeno que representa el contenido real de materia orgánica en la muestra.

Considerando las dos últimas expresiones y la fórmula (4), se trata de expresar la cantidad de sulfato ferroso amoniacal (A) como oxígeno (B). Por tanto :

$$K_{A/B} = D.Q.O.; \quad \dots$$

$$D.Q.O. = \frac{N_A (a-b) 8000}{V_M} \quad \dots$$

Como la corrección por cloruros, d , es sustractiva, y haciendo $C = N_A$, la expresión queda en la forma ya contada en los Métodos Estándar :

$$D.Q.O. = \frac{(a-b) \times 8000}{V_M} - d. \dots$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

C U R S O S A B I E R T O S

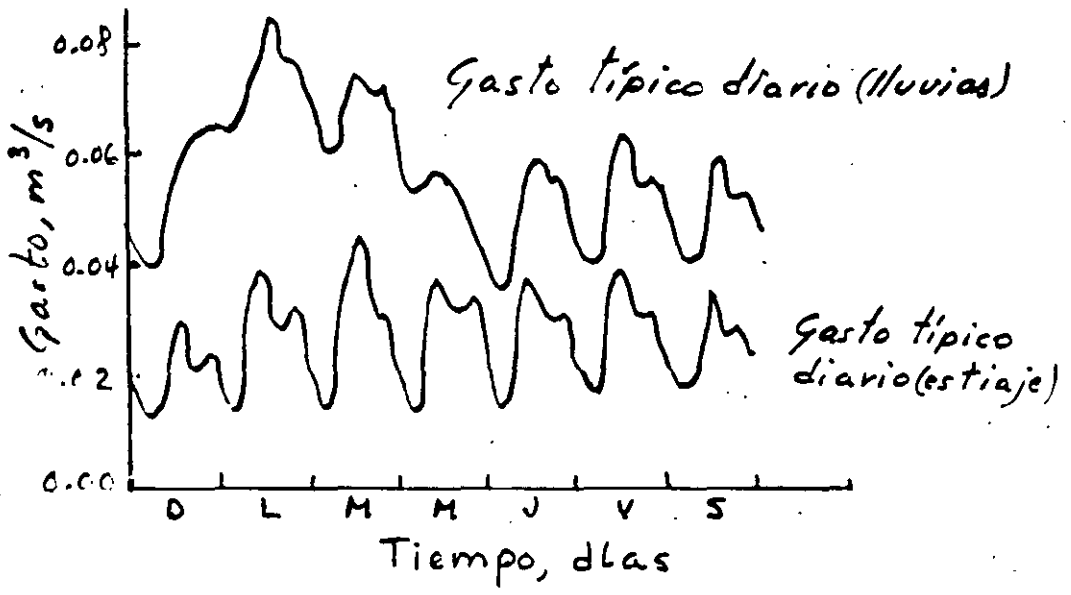
**XXV CURSO INTENSIVO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

MEDICION DE CAUDALES Y MUESTREO DE AGUAS RESIDUALES

DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA

ABRIL 1994

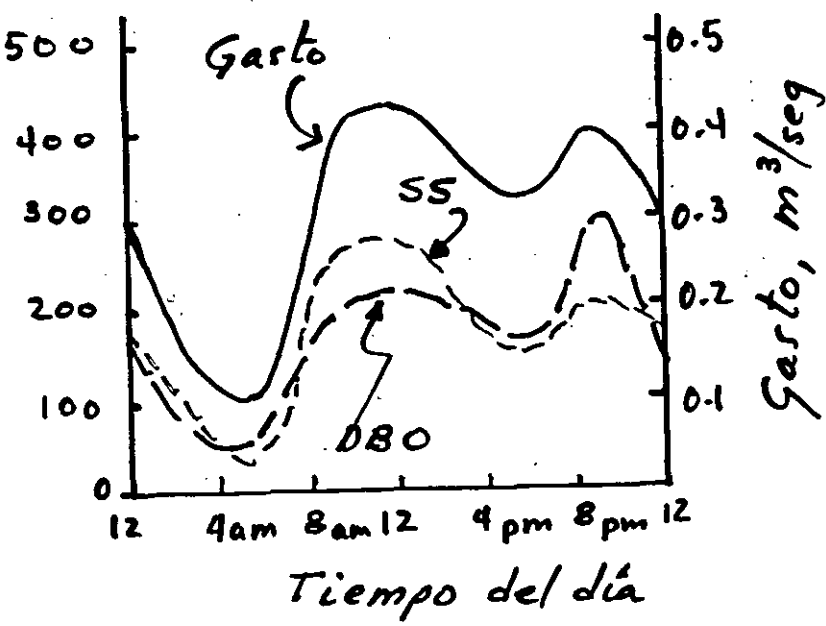
GENERACION DE AGUAS RESIDUALES. VARIACIONES



Variaciones típicas diarias y semanales en el caudal de aguas residuales domésticas

Variación típica horaria del gasto y la concn. de aguas residuales domésticas

DBO y sólidos suspendidos



MEDICION DE CAUDALES

Recipiente aforado y cronómetro

Se requiere conocer el volumen del recipiente aforado y el tiempo que se requiere para llenarlo

Flujo en tubos de extremo abierto

- a) El eje X deberá ser paralelo a la línea de drenaje y el eje Y perpendicular

$$Q = \frac{1800 AX}{\sqrt{Y}}$$

$$Y = c + b$$

A = Area transversal húmeda, pies²

b = Dist. del fondo de tubo a la sup. del líquido.

X = Dist. entre extremo del tubo y la escala vertical, pies

Y = Dist. vertical desde la superficie del agua en el extremo de descarga y la intersección de la superficie del agua con la regla vertical, pies

b) Método California

$$Q = TW \text{ (gal./min)}$$

$$T = 3900 \left(1 - \frac{a}{d}\right) 1.88$$

$$W = d^{2.48} \text{ (d, en pies)}$$

COLORANTES O RASTREADORES (Rodamina, Fluoresceína)

FLUTADORES (corcho, plástico)

VERTEDEROS

RECTANGULARES (Fórmula de Francis)

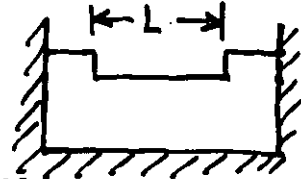
$$Q = 1.84 (L - 0.1nh) h^{3/2}$$

$$Q = \text{Gasto (l/seg)}$$

L = Longitud de la cresta, m

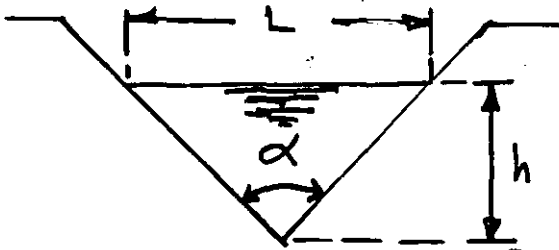
n = No. de contracciones laterales (0, 1 ó 2)

h = Carga sobre el vertedor, m



TRIANGULARES

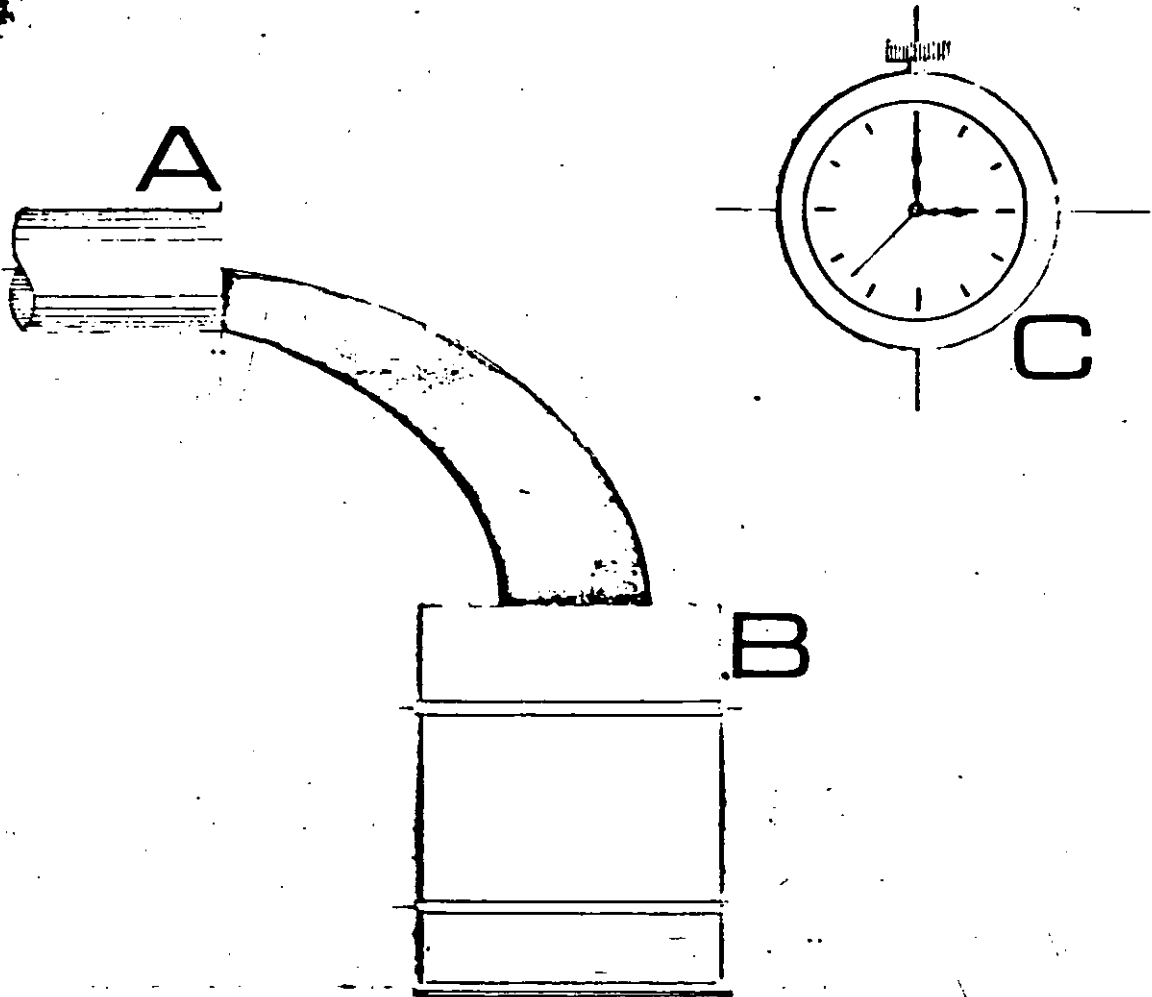
La escotadura $\alpha = 90^\circ$ generalmente



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

$$Q = \text{m}^3/\text{seg}$$

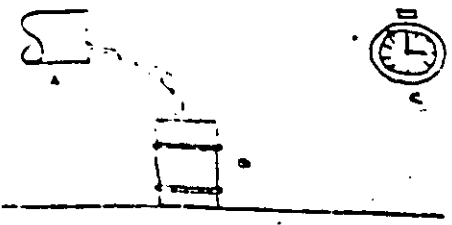
GRAFICA N° 1



A - DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES

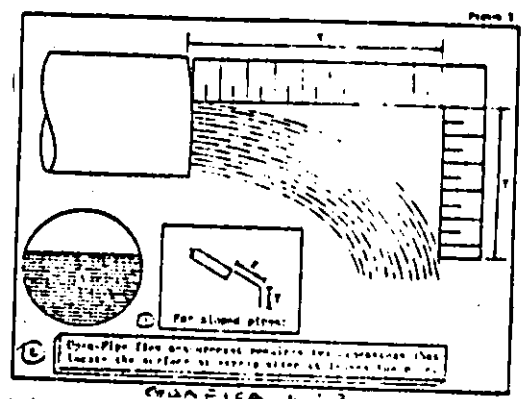
B - RECIPIENTE AFORADO

C - CRONOMETRO

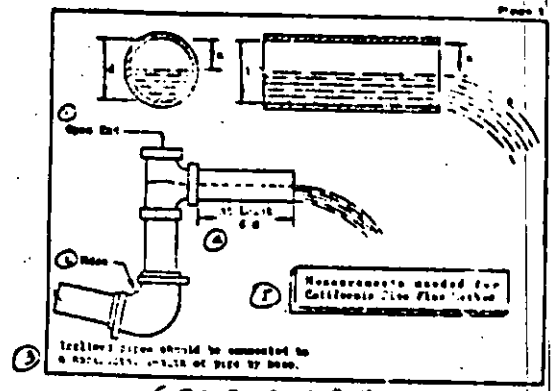


- A - DESPACHO DE AGUA RESIDUAL
- B - RECIPIENTE LIMPID
- C - CROMOMETRO

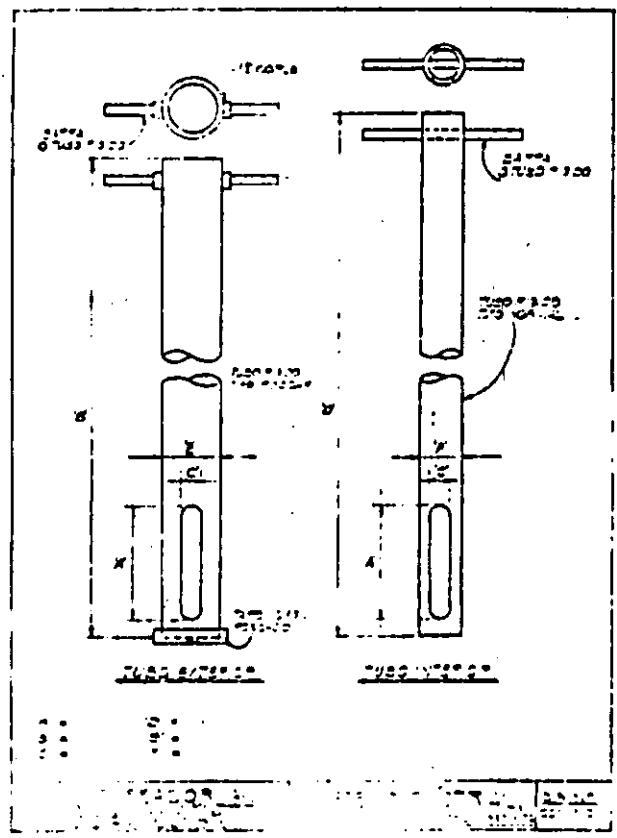
GRAFICA N.º 1



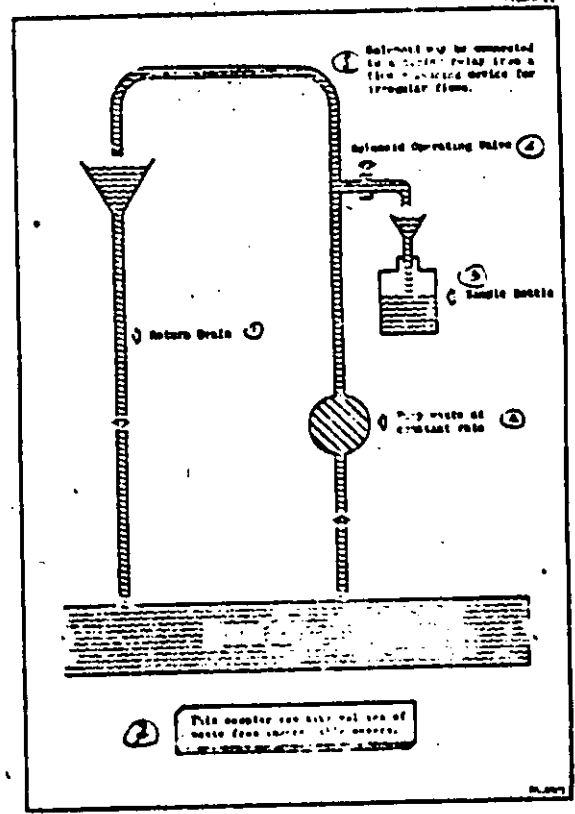
GRAFICA N.º 2



GRAFICA N.º 3

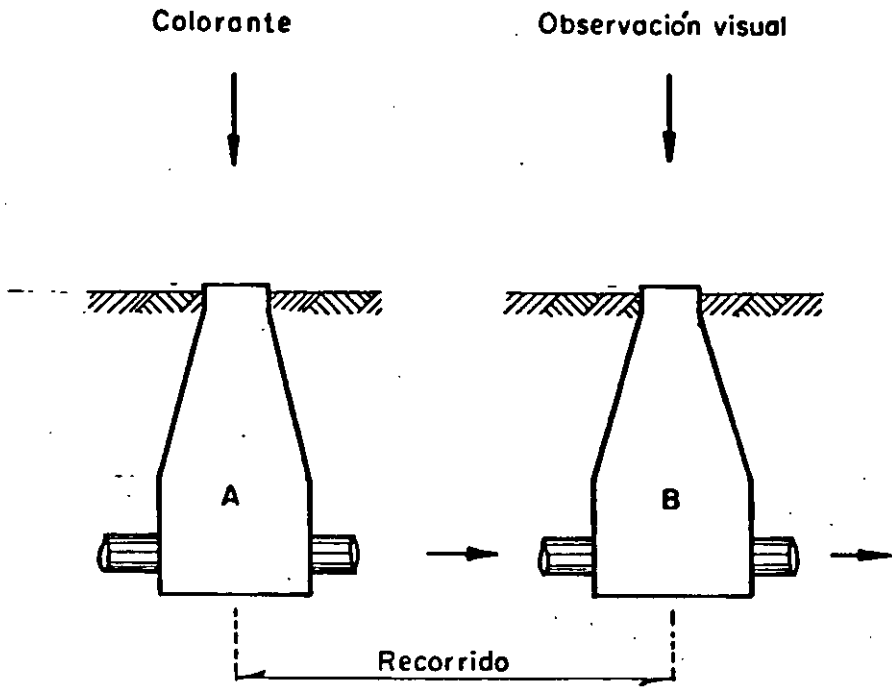


GRAFICA N.º 4



GRAFICA N.º 5

5/1

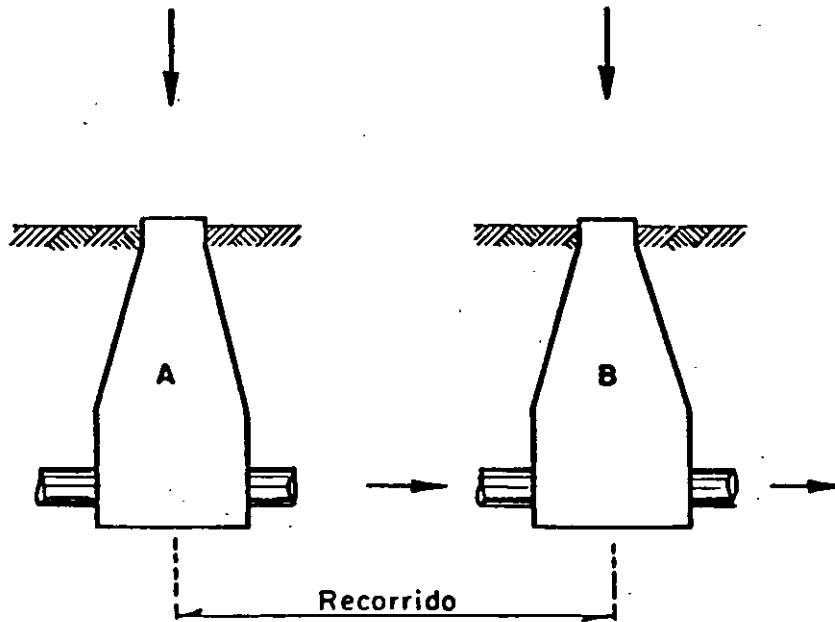


- A - Pozo de visita Nº 1
- B - Pozo de visita Nº 2

Gráfica No. 4

Flotadores ?

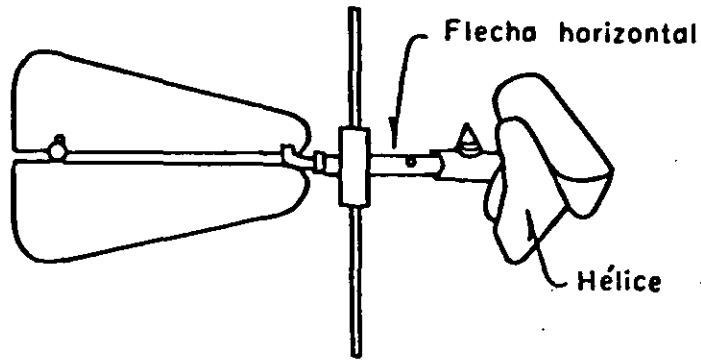
Observación visual



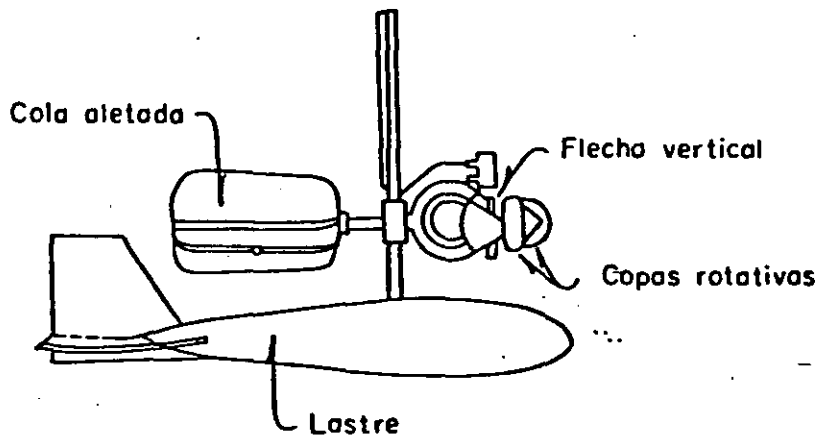
A - Pozo de visita Nº 1

B - Pozo de visita Nº 2

Gráfica No. 5

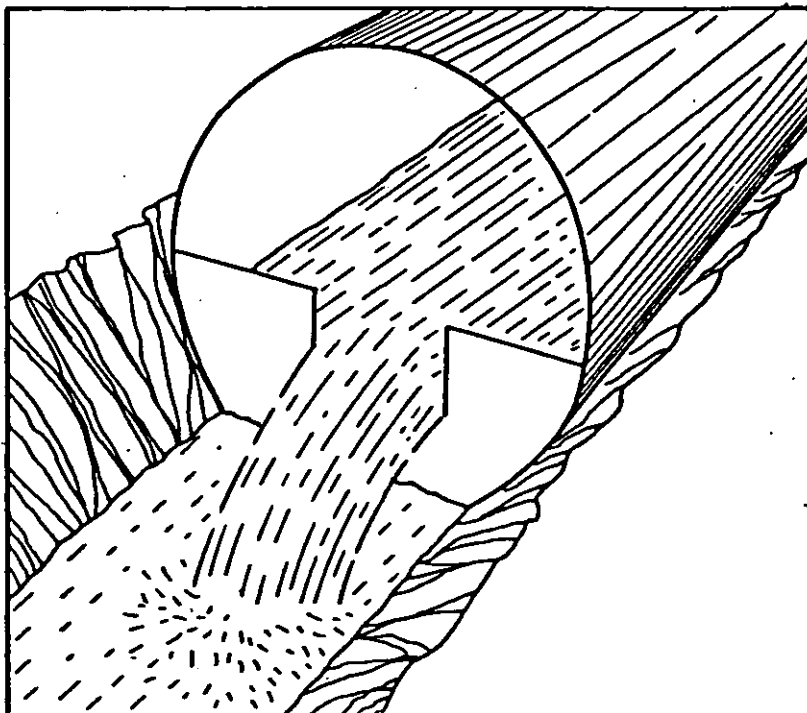


MEDIDOR DE CORRIENTE DE HELICE



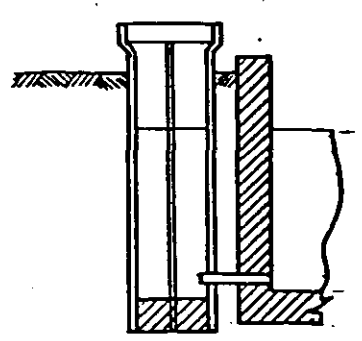
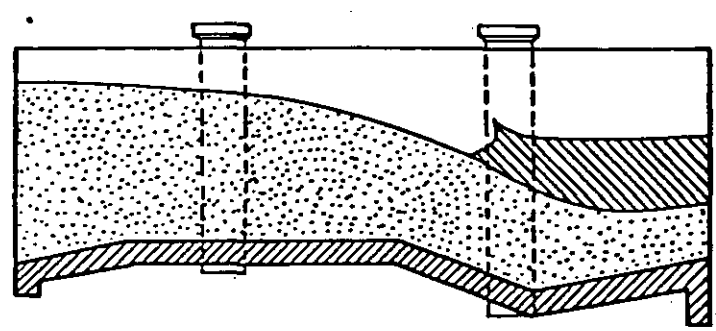
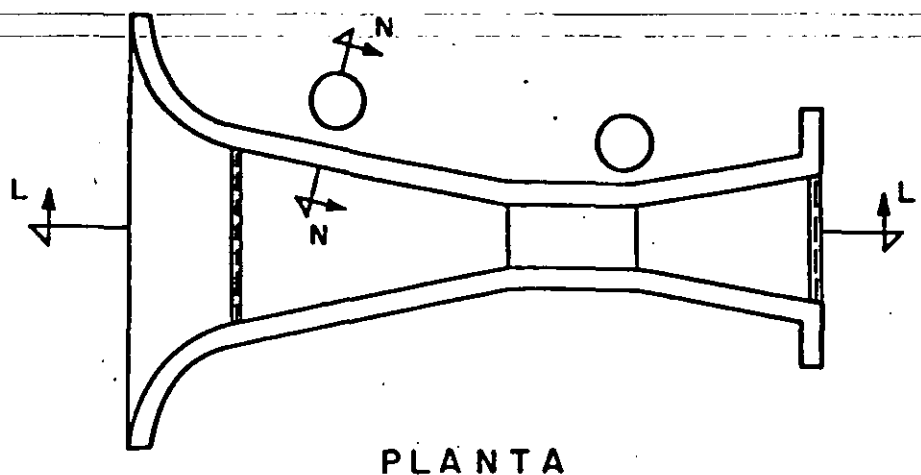
MEDIDOR DE CORRIENTE TIPO PRICE

MEDIDORES DE VELOCIDAD (Molinetes)



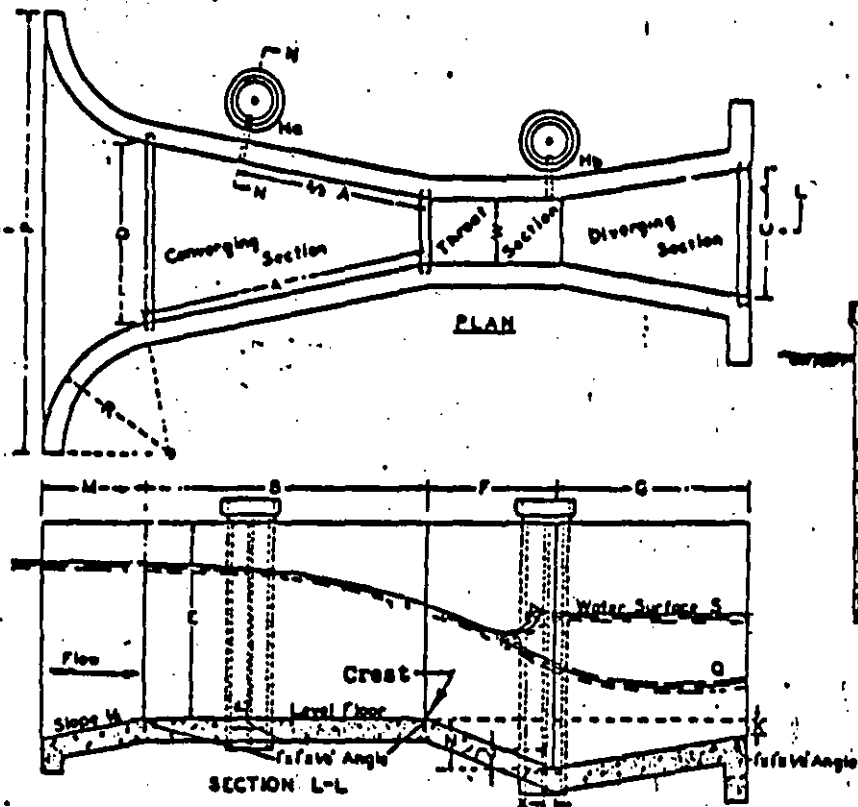
Los vertedores pueden instalarse en bocas de descarga de tuberías, en pozos de visitas o en canales abiertos para medir caudales de efluentes.

Gráfica No. 8



SECCION N-N

CANAL MEDIDOR PARSHALL

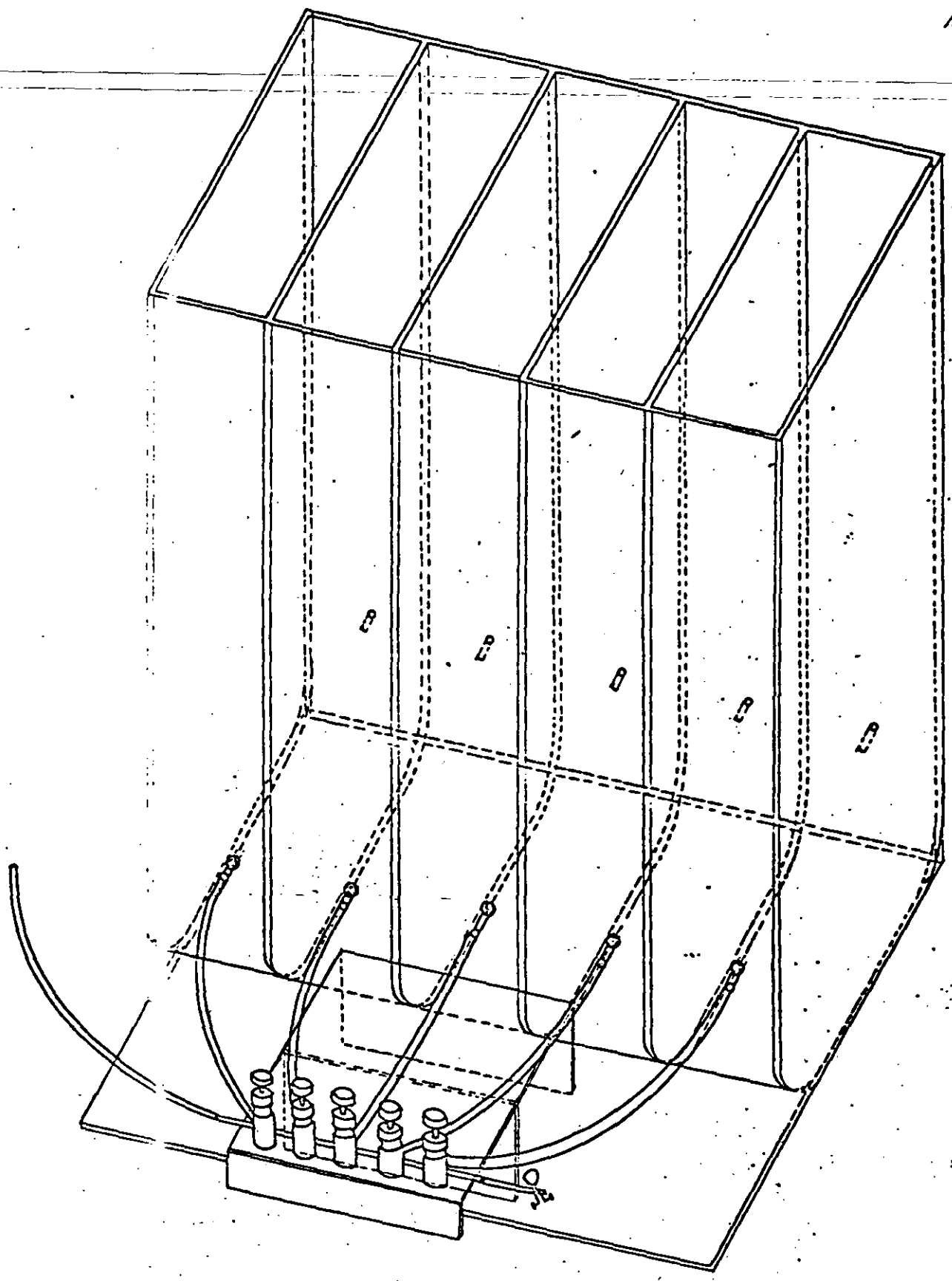


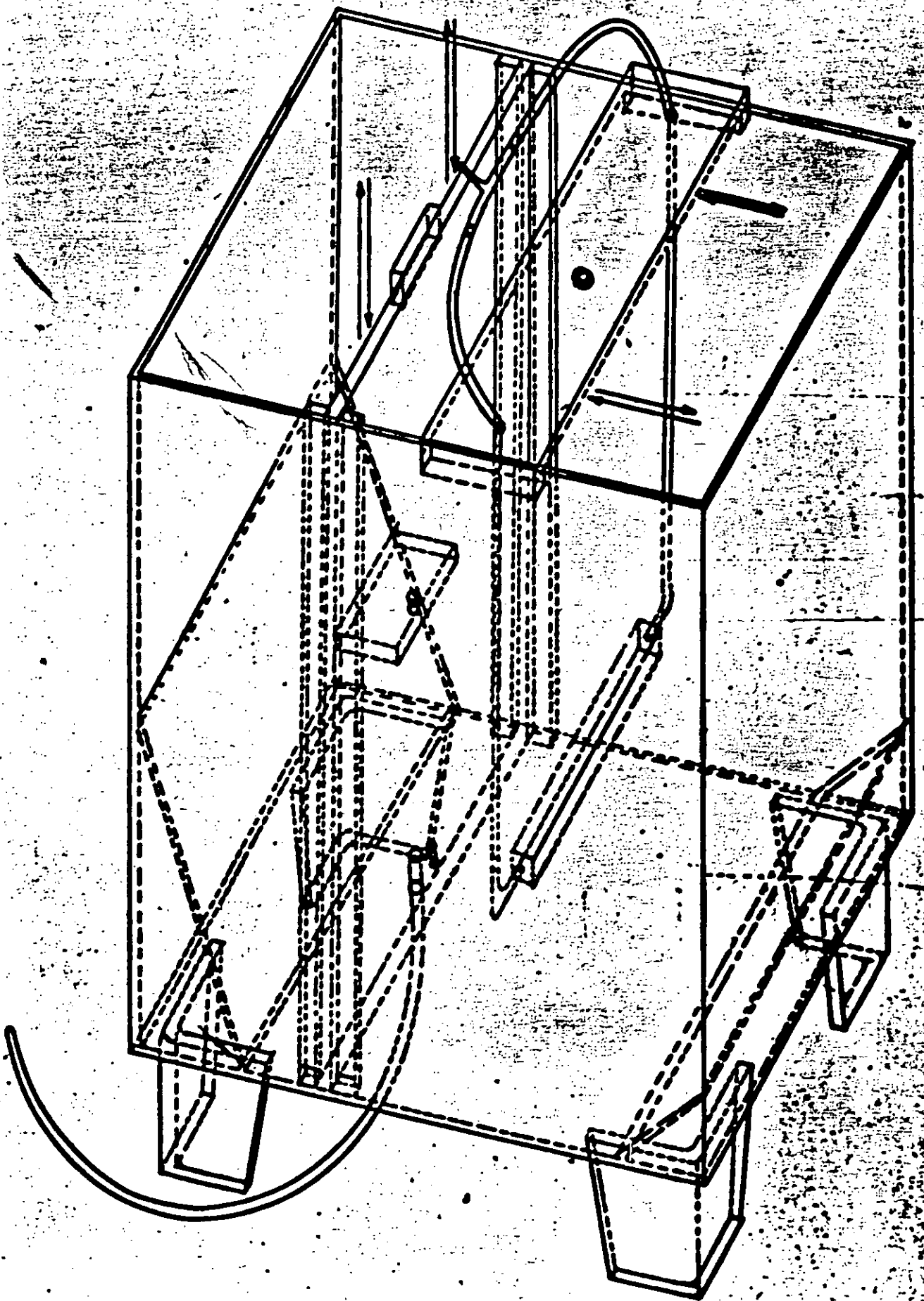
LEGEND

- W . Size of flume, in inches or feet.
- A Length of side wall of converging section.
- 2/3 A Distance back from end of crest to gage point.
- B Axial length of converging section.
- C Width of downstream end of flume.
- D Width of upstream end of flume.
- E Depth of flume.
- F Length of throat.
- G Length of diverging section.
- K Difference in elevation between lower end of flume and crest.
- M Length of approach floor.
- N Depth of depression in throat below crest.
- P Width between ends of curved wing walls.
- R Radius of curved wing wall.
- X Horizontal distance to Mb gage point from low point in throat.
- Y Vertical distance to Mb gage point from low point in throat.

Dimensions and capacities of the Parshall measuring flume, for various throat widths, W

W	A	2/3 A	B	C	D	K	F	G	K	N	R	M	P	X	Y	Free-flow capacity	
																Minimum	Maximum
0.3	1.0	0.67	1.0	0.7	0.104	2.0	0.0	1.0	1	2.14	1.4	1.0	2.016	1	1.14	0.03	1.0
0.4	1.33	0.89	1.33	1.0	0.136	2.0	0.0	1.33	2	2.85	1.8	1.0	2.714	2	1.53	0.05	2.0
0.6	2.0	1.33	2.0	1.33	0.204	3.0	0.0	2.0	3	4.28	2.7	1.0	4.071	3	2.29	0.08	3.0
1.0	3.33	2.22	3.33	2.22	0.34	3.0	0.0	3.0	3	7.0	4.5	1.0	7.071	4	3.78	0.11	10.0
1.5	5.0	3.33	5.0	3.33	0.51	3.0	0.0	3.0	3	10.5	6.75	1.0	10.571	5	5.67	0.15	20.0
2.0	6.67	4.44	6.67	4.44	0.68	3.0	0.0	3.0	3	14.0	9.0	1.0	14.071	6	7.71	0.20	30.0
3.0	10.0	6.67	10.0	6.67	1.02	3.0	0.0	3.0	3	21.0	13.5	1.0	21.071	8	11.14	0.28	50.0
4.0	13.33	8.89	13.33	8.89	1.36	3.0	0.0	3.0	3	28.0	18.0	1.0	28.071	10	15.0	0.38	70.0
5.0	16.67	11.11	16.67	11.11	1.7	3.0	0.0	3.0	3	35.0	22.5	1.0	35.071	12	19.35	0.50	100.0
6.0	20.0	13.33	20.0	13.33	2.04	3.0	0.0	3.0	3	42.0	27.0	1.0	42.071	14	24.14	0.65	130.0
7.0	23.33	15.56	23.33	15.56	2.38	3.0	0.0	3.0	3	49.0	31.5	1.0	49.071	16	29.39	0.82	160.0
8.0	26.67	17.78	26.67	17.78	2.72	3.0	0.0	3.0	3	56.0	36.0	1.0	56.071	18	35.14	1.0	200.0
9.0	30.0	20.0	30.0	20.0	3.06	3.0	0.0	3.0	3	63.0	40.5	1.0	63.071	20	41.39	1.3	250.0
10.0	33.33	22.22	33.33	22.22	3.4	3.0	0.0	3.0	3	70.0	45.0	1.0	70.071	22	48.14	1.6	300.0
12.0	40.0	26.67	40.0	26.67	4.52	3.0	0.0	3.0	3	84.0	54.0	1.0	84.071	26	58.39	2.2	400.0
15.0	50.0	33.33	50.0	33.33	6.8	3.0	0.0	3.0	3	105.0	67.5	1.0	105.071	30	70.14	3.0	500.0
20.0	66.67	44.44	66.67	44.44	11.64	3.0	0.0	3.0	3	140.0	90.0	1.0	140.071	36	86.39	4.2	700.0
30.0	100.0	66.67	100.0	66.67	21.08	3.0	0.0	3.0	3	210.0	135.0	1.0	210.071	42	107.14	5.8	1000.0





Dos tipos de muestras: SIMPLE y COMPUESTA

MUESTRA SIMPLE

DA LAS CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL EN EL MOMENTO EN QUE LA MUESTRA ES TOMADA.

Se usa cuando:

- 1) El caudal de agua residual y su composición es relativamente constante;
- 2) El flujo de agua residual es intermitente;
- 3) Las muestras compuestas pueden ocultar condiciones extremas en las aguas residuales (pH y Temp.)

Volumen mínimo de una muestra entre 1 y 2 litros

MUESTRAS COMPUESTAS

Son aquellas formadas por mezcla de muestras individuales tomadas en diferentes momentos.

La cantidad de cada muestra individual que se añade a la mezcla compuesta debe ser proporcional al flujo de caudal en el momento en que la muestra fue tomada.

Supongase: V = Vol. total de la muestra que hay que tomar

V_i = Vol. de cada muestra individual de la muestra compuesta

Q_m = Caudal medio

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

n = Número de muestras que deben ser mezcladas

$$\frac{V}{n Q_m} = \frac{V_i}{Q_i}$$

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

VOLUMEN DE MUESTRA REQUERIDA POR UNIDAD DE CAUDAL

$$\frac{V_i}{Q_i} = \frac{V}{n Q_m}$$

Para pequeñas variaciones las muestras sólo hace falta que se tomen a intervalos entre 2 y 24 h.

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

TOXICIDAD

Se utiliza el "LIMITE DE TOLERANCIA MEDIO" TLM

Concentración de aguas residuales en la cual el 50% de los animales de ensayo son capaces de sobrevivir durante un determinado tiempo de exposición: 24, 48 y 96 horas.

Debe distinguirse entre muerte debido a falta de oxígeno de la debida a toxicidad. Por lo tanto, deben mantenerse niveles adecuados de OD durante los ensayos.

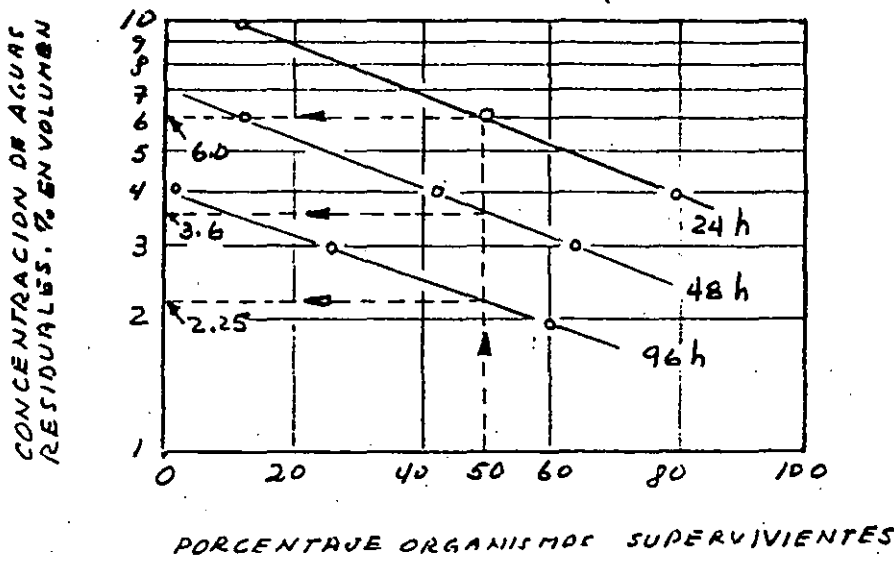
- Especies seleccionadas normalmente:
- pez mosquito (*Gambusia affinis*)
 - carpas
 - truchas
 - peje-sol (genero *leponis*)
 - otras especies de peces

Ej: LOS ENSAYOS PARA EVALUACION DEL LTM DURANTE 24, 48 Y 96 HRS. DE EXPOSICION INDICARON LOS SIGUIENTES RESULTADOS:

Concn. en agua residual (% en volumen)	Porcentaje de organismos supervivientes		
	Despues de 24 h	Despues de 48h	Despues de 72h.
2	100	95	60
3	100	64	26
4	80	42	1
6	50	12	0
10	12	0	0

Determinar los valores LTM en porcentaje y volumen para 24, 48 y 96 horas.

1er Paso. Llevar a papel semilogarítmico las concentraciones de las aguas residuales en % del volumen en función del % de organismos sobrevivientes



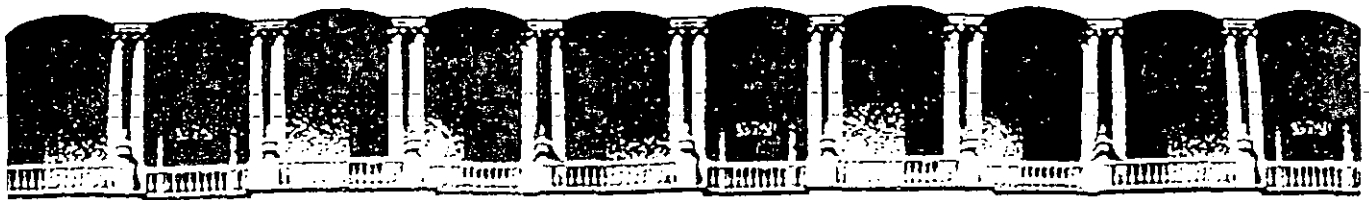
PROCEDIMIENTO GRAFICO PARA DETERMINACION DEL LTM

RESULTADOS:

	LTM A 50% DE SUPERVIVENCIA
PARA t = 24 h	6%
PARA t = 48 h	3.6%
PARA t = 96 h	2.25%

UTILIZAR 1/10 A 1/100 DEL LTM PARA 96 HORAS DE EXPOSICION

NATIONAL TECHNICAL ADVISORY COMMITTEE ON WATER QUALITY CRITERIA DE E.U.A.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS**

SELECCION DE PROCESOS DE TRATAMIENTO

M. EN I. ARNULFO PAZ SANCHEZ

4.- CRITERIO Y RECOMENDACIONES PARA DISEÑO DE PLANTAS DE
TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

4.1. INFORMACION BASICA DE PROYECTO

4.1.1. Datos de proyecto

En los proyectos de aguas negras los datos básicos de diseño son:

- a) población actual y de diseño
- b) Dotación o preferentemente aportación
- c) Calidad del agua cruda
- d) Calidad del agua tratada
- e) Climatología
- f) Temperatura del agua y del aire
- g) Altura sobre el nivel del mar
- h) Destino o reuso del agua tratada
- i) Terreno disponible superficie, topografía, altura del nivel freático, tipo y capacidad de carga del terreno e idoneidad del mismo para construcción de bordos.

4.1.2. CAPACIDAD DE LA PLANTA

La planta debe diseñarse para tratar el gasto medio diario aunque algunas unidades se diseñarán para tratar el gasto máximo diario, como es el caso de rejillas, desarenadores y tanques de contacto de cloro.

4.1.3. MODULACION

Dependerá del tamaño de la instalación, de la curva de crecimiento de gastos y de las dimensiones máximas recomendadas para algunos equipos. En general las plantas mayores de -- 100 lt/seg tendrán por lo menos dos unidades de igual capacidad.

4.1.4 CARACTERIZACION DE LAS AGUAS NEGRAS

Es importante señalar que los criterios y recomendaciones que adelante se transcriben, son aplicables al tratamiento de aguas negras municipales con baja o ninguna aportación industrial. Si se presentare algún caso de inclusión de aguas residuales industriales, sus características deberán ser compatibles con las ~~aguas~~ de las aguas municipales de carácter eminentemente doméstico, para efectuar un tratamiento conjunto.

4.1.4.1 MUESTREOS Y ANALISIS

En las descargas o sitios de vertido de las aguas negras se implementará un programa de muestreos y análisis para caracterizar las aguas por tratar.

El programa mínimo de análisis consistirá en tomar muestras cada hora, durante una semana, para integrar siete muestras combinadas que se llevarán al laboratorio.

El volumen de cada muestra horaria que integrará el volumen de la muestra combinada, deberá ser preferentemente proporcional al gasto de escurrimiento al momento de tomar la muestra.

Las muestras se preservarán adecuadamente siguiendo las recomendaciones que se señalan en el ANEXO

4.1

Si se tiene un número mayor de análisis que permita una evaluación estadística de las características de las aguas negras, se hará un estudio para conocer la posibilidad de presentación de los valores determinados. Generalmente el diseño de las unidades de proceso se realiza en función de los valores del 50 - percentil, aunque pueden seleccionarse valores mayores con el fin de obtener un efluente de alta calidad consistentemente.

Las determinaciones que se realizaron en el laboratorio son las siguientes:

Sólidos Totales

Disueltos totales, fijos y volátiles

Suspendidos totales, fijos y volátiles

Sedimentables

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO a 5 días y 20°C)

Demanda química de oxígeno (DQO)

Nitrógeno Total

Orgánico

Amoniacal

Fósforo Total

Orgánico

Inorgánico

Cloruros

Alcalinidad

Grasas

Substancias Activas al azul de metileno (SAAM) para medir detergentes (ABS)

En campo, durante la toma de muestras se determinarán pH y temperatura.

En caso de amplia variación de los datos obtenidos o pocos análisis, pueden emplearse para efluentes de aguas negras de carácter eminentemente doméstico, - los valores per cápita que se transcriben a continuación.

CARACTERÍSTICAS DE AGUAS NEGRAS DOMESTICAS

DETERMINACION	RANGO DE VALORES gr/capita x día
DBO ₅	45 - 54
DQC	1.6 a 1.9 x DBO ₅
Sólidos Totales	170 ± 220
Sólidos Suspendidos	70 - 145
Sólidos Disueltos	50 - 150
Grasas	10 - 30
Alcalinidad	20 - 30
Cloruros	4 - 8
Nitrógeno total (N)	5 - 12
Orgánico	~ 0.4 x N total
Amoniacal	~ 0.6 x N total
Fósforo total (P)	0.8 - 4.0
Orgánico	~ 0.3 x P total
Inorgánico	~ 0.7 x P total

4.1.5 CALIDAD DEL EFLUENTE

La calidad del efluente en cada caso particular es fijada por la DIRECCION GENERAL DE PREVENCIÓN Y CONTROL DE LA CONTAMINACION AMBIENTAL de la SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA.

En general, los requisitos de control de calidad para una planta de tratamiento son pre-establecidos para el proyecto y son de dos tipos.

a) Calidad del efluente, donde se fijan los valores límites de los parámetros que lo normen.

b) Criterios de calidad de las aguas receptoras.

Frecuentemente se utiliza una combinación de los dos criterios.

4.2 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO

Los principales objetivos del tratamiento de aguas residuales son:

a) Remoción de sólidos suspendidos y flotantes.

b) Tratamiento de material orgánico biodegradable.

c) Eliminación de organismos patógenos.

4.3 SELECCION DE OPERACIONES Y PROCESOS DE TRATAMIENTO

Una vez establecidos los objetivos del tratamiento para un proyecto específico, el grado de tratamiento puede determinarse comparando las características de las aguas negras crudas con los requisitos de la -

calidad del efluente.

Para lograr el tratamiento deseado, pueden obtenerse alternativas con combinaciones de procesos, que deberán evaluarse en sus aspectos constructivos, de adquisición de equipos, costos de inversión, operación y mantenimiento, simpleza operativa, disponibilidad de personal capacitado y área, topografía y características geológicas del terreno destinado a la construcción de la Planta, para seleccionar la mejor alternativa que sirva para desarrollar el proyecto ejecutivo.

Los contaminantes de las aguas negras se remueven por medios físicos, químicos y biológicos. Los métodos individuales comunmente se clasifican como operaciones unitarias físicas y procesos unitarios químicos y biológicos.

Las operaciones unitarias físicas comprenden:

Desbastado (cribado)

Mezcla

Floculación

Sedimentación

Flotación y

Filtración

Los procesos químicos son

Precipitación

Transferencia de gases

Adsorción y

Desinfección

Los procesos biológicos emplean actividades biológicas para la remoción de contaminantes orgánicos biodegradables.

En tratamiento de aguas negras, al empleo de operaciones unitarias físicas se le denomina TRATAMIENTO PRIMARIO; si se incluye la mezcla y floculación se le llama PRIMARIO AVANZADO y a la utilización de procesos químicos o biológicos se les refiere como TRATAMIENTO SECUNDARIO.

OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS UTILIZADOS PARA REMOVER CONTAMINANTES

C O N T A M I N A N T E S	OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS
Sólidos suspendidos y flotantes	Sedimentación
	Cribado y desmenuzado
	Flotación
	Filtración
	Mezcla
	Floculación

C O N T A M I N A N T E S

OPERACIONES Y PROCESOS
UNITARIOS

Orgánicos biodegradables	Lodos activados
	Filtros rociadores
	Discos biológicos
	Lagunas de estabilización
	Lagunas aeradas
	Tanques sépticos
	Filtros anaerobios
	Tratamientos en el terreno
Organismos patógenos	Cloración
	Hipocloración

4.3.1 Las operaciones y procesos mencionados arriba se utilizan para el tratamiento del llamado TREN DEL AGUA, que a su vez genera lodos con alto contenido orgánico, los cuales deben tratarse en el denominado TREN DE LODOS, para convertirlos en productos inocuos. Los métodos recomendados para el tratamiento de lodos y su disposición son:

ESPESAMIENTO	ESPESADO POR GRAVEDAD
ESTABILIZACION	CON CAL
	DIGESTION ANAEROBIA
	DIGESTION AEROBICA
ACONDICIONAMIENTO	COAGULACION QUIMICA
SECADO	FILTROS DE VACIO
	FILTROS DE BANDA HORIZONTAL
	Y RODILLOS A PRESION
	LECHOS DE SECADO
DISPOSICION	RELLENOS
	ACONDICIONAMIENTO DE
	TERRENOS

4.4 TRABAJOS PRELIMINARES

Antes de proceder a la evaluación de las alternativas deben elaborarse:

- a) DIAGRAMAS DE FLUJO para los trenes del agua y de lodos usando las combinaciones apropiadas seleccionadas de las TABLAS 4.1 y 4.2, dependiendo del contaminante a ser removido.
- b) Determinación del tamaño de las facilidades físicas necesarias, usando los criterios que adelante se de-

tallan para los datos del PROYECTO, gastos, cargas - orgánicas, etc.

c) Balance hidráulico y de sólidos.

Donde se indiquen los volúmenes de agua y sólidos que entran y salen de cada operación o proceso unitario.

d) Perfil hidráulico.

De particular importancia es la determinación del perfil hidráulico, en atención a las pérdidas y selección de los puntos de control.

Los perfiles permitirán

d1) Asegurar que el gradiente hidráulico es adecuado para que el gasto máximo de aguas negras fluya por gravedad, sin originar desbordamiento o generación de tirantes inconvenientes.

d2) Establecer requisitos de carga para las bombas, donde sea necesario su empleo.

e) Planta General

Se elaborará el arreglo de las unidades de tratamiento en Planta, tanto de construcción inmediata como - futuras, incluyendo los edificios de control y administrativos, subestación eléctrica, almacenes, etc. Para ello se deberán considerar los siguientes factores:

- e1) Geometría y topografía del terreno.
- e2) Mecánica del suelo.
Nivel freático y recomendaciones para las cimentaciones.
- e3) Localización del influente y sitio de vertido.
- e4) Accesos al terreno.
- e5) Tipos de procesos seleccionados.
- e6) Efecto de la longitud de tuberías en el tratamiento.
- e7) Eficiencias y funcionamiento de la planta.
- e8) Confiabilidad y economía en la operación.
- e9) Estética y funcionalismo.
- e10) Control ambiental.
- e11) Areas adicionales para expansiones futuras.

4.5 EVALUACION DE ALTERNATIVAS

4.5.1 Costo de la Planta

Para la evaluación de alternativas se requerirá además de la estimación de la obra civil, la elaboración de especificaciones preliminares de los equipos de proceso, bombeo y medición, para obtener un estimado de costo, la cuantificación y costo e instalación de la fontanería, los requisitos de energía para determinar el tamaño y costo de la subestación y centro de control de motores, así como el costo de sistemas de fuerza, tierras y alumbrado tanto interior como exterior.

Se hará también la estimación de las obras accesorias como son guarniciones, banquetas, calzadas, ornamentación y delimitación perimetral.

4.5.2 Costo O.M.R.

Para completar la evaluación de alternativas se hará el análisis de los costos de operación, mantenimiento y reemplazos menores, con precios actualizados de consumo de energía, productos químicos y sueldos del personal de operación.

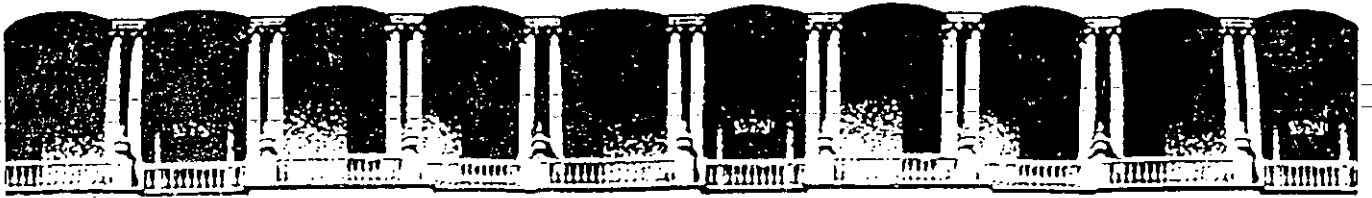
4.5.3 COSTO DEL TRATAMIENTO

Con base en el costo de la Planta, los costos O.M.R. y la amortización de la inversión, se hará el análisis del costo del tratamiento, que deberá presentarse en $\$/m^3$ para la capacidad de diseño de la planta, - costo en $\$/hab \times año$ y en $\$/kg$ de DBO_5 removida.

PRESERVACION DE MUESTRAS

P R E S E R V A T I V O	A C C I O N	A P L I C A B L E A:
Hg Cl ₂	INHIBIDOR BACTERIAL	NITROGENO Y FOSFORO ENTODAS SUS FORMAS
ACIDO NITRICO (HNO ₃)	SOLVENTE DE METALES PREVIENE LA PRECIPITACION	METALES
ACIDO SULFURICO (H ₂ SO ₄)	INHIBIDOR BACTERIAL	MUESTRAS ORGANICAS (DQO, GRASAS Y ACEITES, CARBON ORGANICO), NITROGENO Y FOSFORO EN TODAS SUS FORMAS
	FORMACION DE SALES CON BASES ORGANICAS	AMONIACO Y AMINAS
ALCALI (Na OH)	FORMACION DE SALES CON COMPUESTOS VOLATILES	CIANURO, ACIDOS ORGANICOS
REFRIGERACION	INHIBIDOR BACTERIAL, RETARDADOR DE LAS REACCIONES QUIMICAS	ACIDEZ, ALCALINIDAD MATERIALES ORGANICOS DBO, COLOR, OLOR FOSFORO ORGANICO, NITROGENO ORGANICO, CARBON ETC., ORGANISMOS BIOLÓGICOS (COLIFORMES ETC).

EN GENERAL, LA REFRIGERACIÓN A TEMPERATURAS CERCANAS AL CONGELAMIENTO (0°C), ES LA TECNICA MAS USUAL PARA PRESERVACION, PERO NO ES APLICABLE A TODOS LOS TIPOS DE MUESTRAS.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

*TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES,
MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS*

TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE LODOS RESIDUALES

A N E X O

ING. JOSE LUIS TORRECANO ESPAÑA

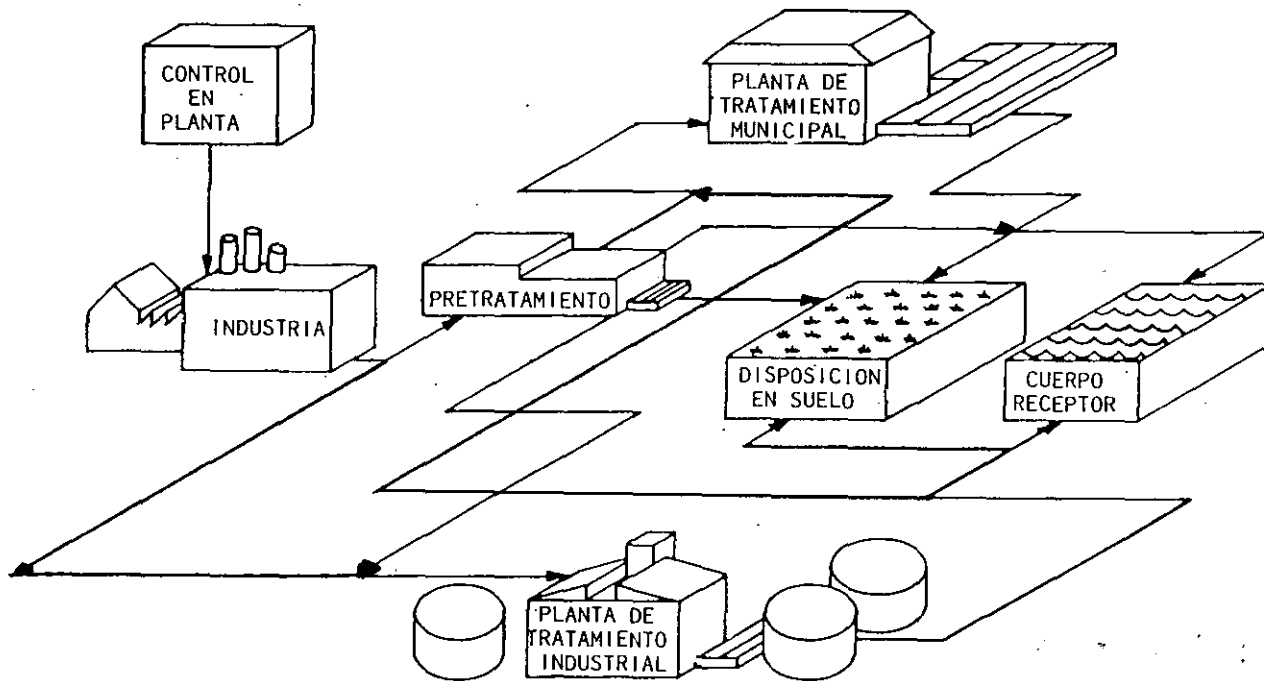
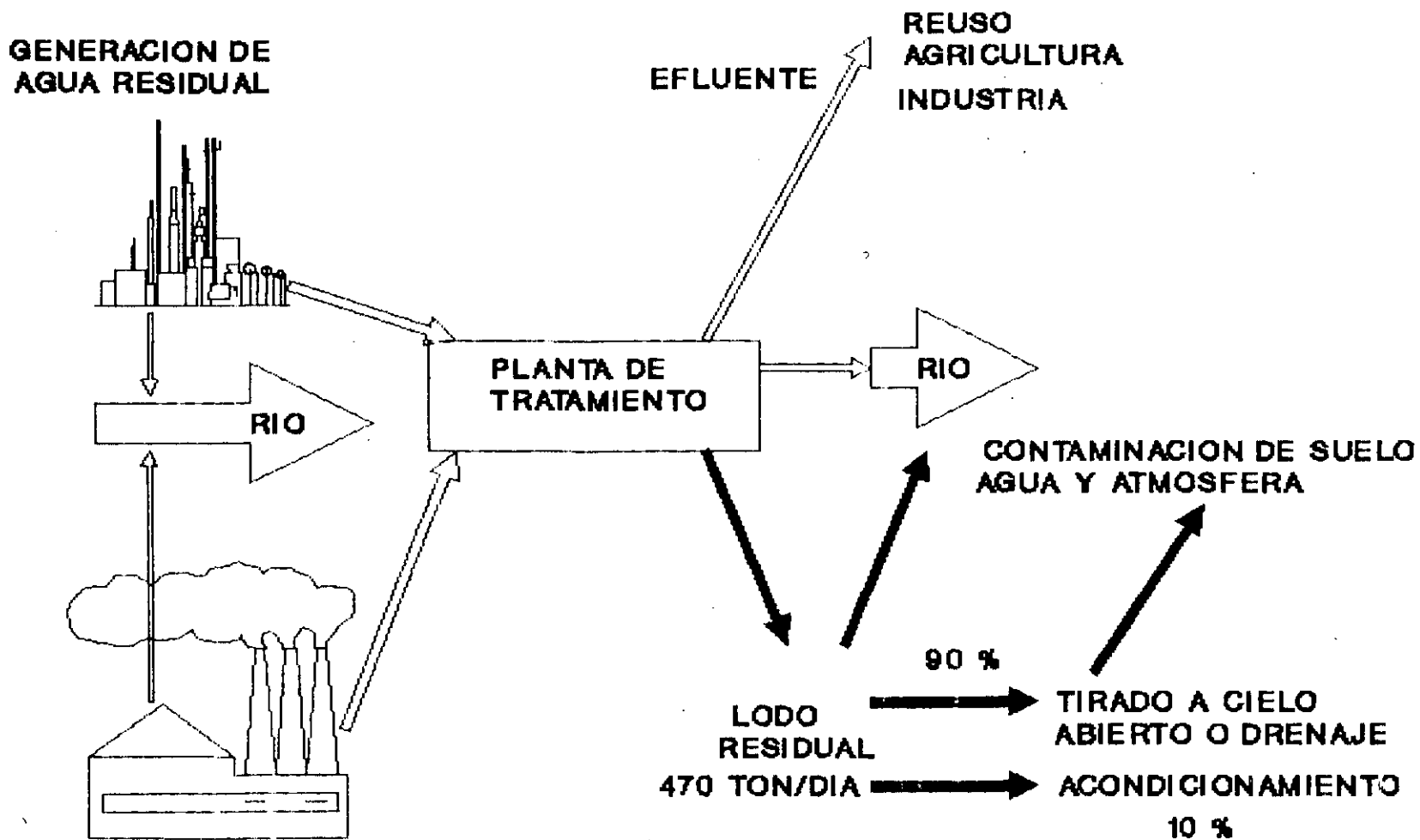


FIG. No. 1 ALTERNATIVAS DE MANEJO DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

SITUACION ACTUAL DE TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE LODOS RESIDUALES.



- GENERALIDADES:**
- ES SUBPRODUCTO DEL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL
 - CANTIDAD DE AGUA DE 93-99.5 %

GENERACION Y CARACTERISTICAS:

- LODO PRIMARIO:**
- GENERADO POR SEDIMENTACION
 - CONCENTRACION DE SOLIDOS 3-7 %
 - PRODUCCION ODE 100-300 mg/l

ESTIMACION: SST X EFICIENCIA DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO

LODO SECUNDARIO (PROCESO BIOLÓGICO):

CONCENTRACION DE SOLIDOS DE 0.5-2 %

PRODUCCION: LODOS ACTIVADOS, FILTROS BIOLÓGICOS Y BIODISCOS

LODO TERCARIO: SISTEMAS AVANZADOS COMO PRECIPITACION QUIMICA, FILTRACION, ETC., SU PRODUCCION DEPENDE DEL QUIMICO UTILIZADO Y DE LA VELOCIDAD DE ADICION

CARACTERISTICAS FISICAS DEL LODO

COLOR DE PARDO A GRIS Y OLOR DESAGRADABLE

CONTENIDO DE MATERIA SECA Y MATERIA VOLATIL

CONTENIDO DE AGUA:

**AGUA LIBRE - LA QUE SE ELIMINA FACILMENTE POR
FILTRACION O DECANTACION**

**AGUA LIGADA.- CONTENIDA EN MOLECULAS QUIMICAS,
COLOIDES Y CELULAS DE MATERIA
ORGANICA**

**CARGA ESPECIFICA: CAPACIDAD DE SEDIMENTACION
DEL LODO EN Kg/m²/d**

**RESISTENCIA ESPECIFICA: CAPACIDAD DE FILTRACION
BAJO UNA PRESION DADA**

**COMPRESIBILIDAD: PERMITE CONOCER LA SEQUEDAD
LIMITE**

**PODER CALORIFICO: LA MAT. ORGANICA PRESENTE LE
DA UNA CAPACIDAD DE COMBUSTION**

CARACTERISTICAS QUIMICAS DEL LODO

**MATERIA ORGANICA: GRASAS Y ACEITES, FIBRAS,
ALMIDONES Y MICROORGANISMOS**

**ELEMENTOS NUTRIENTES: NITROGENO TOTAL, POTASIO,
FOSFORO**

**MICROCONTAMINANTES ORGANICOS: DETERGENTES
MEDICINAS**

**TOXICOS ORGANICOS: HIDROCARBUROS AROMATICOS
POLINUCLEARES, PLAGUICIDAS,
PCBs**

METALES PESADOS

CARATERISTICAS MICROBIOLOGICAS

**BACTERIAS: AEROBIAS ESTRICTAS Y FACULTATIVAS
ANAEROBIAS ESTRICTAS Y FACULTATIVAS**

**MICROORGANISMOS PATOGENOS: BACTERIAS, HELMINTOS
PROTOZOARIOS, VIRUS**

OTROS: HONGOS, ALGAS Y MACROFAUNA

LODOS DE SEDIMENTADORES PRIMARIOS

EFICIENCIA DE REMOCION DE SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES (SST)
EN SEDIMENTADORES PRIMARIOS : 50 A 60 % (LITERATURA)

EFICIENCIA DE REMOCION DE SST EN SED. PRIMARIO DE ECCAGIV:
53 % (FEBRERO DE 1993)

EN LOS CASOS DONDE LA GENERACION DE LODO ES DE 100 A 300
mg/L. Y LA EFICIENCIA DE REMOCION DE 50 A 60 %, CONSIDERA:

- TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL DOMESTICA.
- LODO NO TIENE FLOCULANTES QUIMICOS.
- NO SE AGREGAN LODOS DE PROCESOS BIOLÓGICOS.

EFFECTOS DE LAS DESCARGAS INDUSTRIALES:

- DEPENDE DEL GIRO DE INDUSTRIAS QUE DESCARGAN.
- EN ALGUNOS CASOS AUMENTA LA CONCENTRACION DE SST Y EN OTROS DISMINUYE LA GENERACION DE SOLIDOS.

PRODUCCION Y CARACTERISTICAS DE LODOS

LODOS DE SEDIMENTADORES PRIMARIOS

LA MAYORIA DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES UTILIZAN LA SEDIMENTACION PRIMARIA PARA REMOVER, FACILMENTE, SOLIDOS SEDIMENTABLES.

LODO DE SEDIMENTACION PRIMARIA GENERALMENTE MAS FACIL DE MANEJAR (DESAGUADO, ESPESAMIENTO) QUE LOS LODOS BIOLOGICOS O QUIMICOS.

GENERACION DE LODO PRIMARIO O CRUDO:

100 A 300 mg/ L. DE AGUA RESIDUAL TRATADA (LITERATURA)

GENERACION DE LODO PRIMARIO EN ECCACIV (FEB-93)

FLUJO ▪ 191 L/seg.

SST(AFLUENTE) ▪ 277 mg/L. ▪ 4,571 Kg/d.

SST(EFLUENTE) ▪ 129 mg/L. ▪ 2,129 Kg/d.

LODOS REMOVIDOS DEL SISTEMA ▪ 2,442 Kg/d.

REMOCION DE LODO EN SEDIMENTACION PRIMARIA (ECCACIV).

148 mg/L.

EJEMPLO PARA CALCULAR LA GENERACION DE LODO DE DESECHO EN UN PROCESO DE LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL:

Q DE ALIMENTACION = 10 l/seg.

DBO₅ AFLUENTE = 350 mg/l.

DBO₅ EFLUENTE = 40 mg/l.

DBO⁵ REMOVIDA / DIA = 268 kg/DIA.

LODO DE DESECHO = 268 * 0.5 = 134 kg/DIA.

SI EL LODO TIENE UNA CONCENTRACION DE 15,000 mg/L.

EL VOLUMEN DE LODO SERA = 8.9 M³/DIA.

DATOS TIPICOS DE CARACTERISTICAS FISICAS Y CANTIDAD DE LODO GENERADO DE VARIOS PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL.

PROCESO DE TRATAMIENTO	GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS DEL LODO	GRAVEDAD ESPECIFICA DEL LODO	SOLIDOS SECOS, Kg/1,000 M ³	
			RANGO	TIPICO
SEDIMENTACION PRIMARIA	1.4	1.02	110 - 170	150
6 LODOS ACTIVADOS (LODO DE DESECHO)	1.25	1.005	70 - 100	85
FILTROS BIOLÓGICOS (LODO DE DESECHO)	1.45	1.025	55 - 90	70
AERACION EXTENDIDA (LODO DE DESECHO)	1.30	1.015	80 - 120	100 #
LAGUNAS AEREADAS (LODO DE DESECHO)	1.30	1.010	80 - 120	100 #

SE ASUME QUE NO HAY SEDIMENTACION PRIMARIA.

GENERACION DE LODO DE DESECHO EN EL PROCESO DE
LADOS ACTIVADOS.

TIPO DE PROCESO	LODO DE DESECHO KG/KG DBO ₅ REMOVIDA
AERACION EXTENDIDA	0.15 - 0.3
CONVENCIONAL	0.4 - 0.6
ALTA TASA	0.5 - 0.7
ESTABILIZACION-CONTACTO	0.4 - 0.6

GENERACION DE SOLIDOS Y LODO EN UNA PLANTA DE
TRATAMIENTO CONVENCIONAL DE LODOS ACTIVADOS

OPERACION UNITARIA O PROCESO	TIPO DE SOLIDO O LODO	OBSERVACIONES
REJILLAS	SOLIDOS GRUESOS	GENERALMENTE BASURA, LA CUAL ES RETIRADA Y DISPUESTA EN LUGARES ADECUADOS.
DESARENADORES	ARENA Y ALGUNAS VECES ESPUMA	ARENA, GRAVA Y PIEDRAS QUE LLEGAN CON EL AGUA RESIDUAL.
PREAERACION	ESPUMA	EN ALGUNAS PLANTAS ESTA REMOCION DE ESPUMA NO SE LLEVA A CABO EN ESTAS UNIDADES.
SEDIMENTACION PRIMARIA	LODO PRIMARIO O CRUDO Y NATAS SOBRENADANTES	LA CANTIDAD DE LODO Y NATAS DEPENDE DEL SISTEMA DE DRENAJE Y SI EXISTEN DESCARGAS INDUSTRIALES.
TANQUE DE AERACION O REACTOR	SOLIDOS SUSPENDIDOS	PRODUCCION DE SOLIDOS SUSPENDIDOS POR LA CONVERSION DE LA DBO. SI SE RETIRAN LODOS DEL TANQUE DE AERACION, GENERALMENTE SE REQUIERE UN SISTEMA DE ESPESAMIENTO PARA LOS LODOS.
SEDIMENTACION SECUNDARIA	LODO SECUNDARIO O BIOLÓGICO Y NATAS SOBRENADANTES	EN MUCHOS CASOS EL LODO RETIRADO DEL SISTEMA SE REALIZA DE ESTAS UNIDADES. ALGUNAS TIENEN SISTEMA PARA RETIRAR NATAS SOBRENADANTES.
INSTALACIONES DE PROCESAMIENTO DE LODO	LODO Y CENIZAS.	LAS CARACTERISTICAS Y CONTENIDO DE HUMEDAD DEL LODO Y CENIZAS DEPENDE DE LAS OPERACIONES Y PROCESOS QUE SON USADOS.

LODOS DE COAGULACION Y PRECIPITACION QUIMICA

CUANDO SE AGREGAN QUIMICOS AL AGUA RESIDUAL PARA REMOCION DE FOSFORO O COAGULACION DE SOLIDOS NO SEDIMENTABLES, SE FORMAN GRANDES CANTIDADES DE PRECIPITADOS.

LA CANTIDAD DE SOLIDOS GENERADOS EN UN TRATAMIENTO QUIMICO DEPENDERA DE:

- CANTIDAD Y TIPO DE QUIMICO(S) AGREGADOS.**
- CONSTITUYENTES QUIMICOS DEL AGUA RESIDUAL.**
- EFICIENCIA DE LOS PROCESOS DE COAGULACION Y SEDIMENTACION.**

ES DIFICIL PREDECIR LA CANTIDAD DE LODO PRODUCIDO.

EN LA PRACTICA LAS PRUEBAS DE JARRAS ES UN MEDIO PARA ESTIMAR LA GENERACION DE LODOS QUIMICOS.

2/

TRATAMIENTO DE LODO

ACONDICIONAMIENTO

ES CUALQUIER TRATAMIENTO BIOLÓGICO, QUÍMICO O FÍSICO DE UN LODO PARA AUMENTAR LA REMOCIÓN DE AGUA.

FLOCULACIÓN.- ADICIÓN DE PRODUCTOS PARA DESESTABILIZAR COLOIDES POR COAGULACIÓN Y FORMAR FLOCULOS.

QUÍMICO	DOSES
CLORURO FÉRRICO	20 - 63Kg/TON DE LODO SECO
CAL	150 - 550Kg/TON DE LODO SECO
POLIELECTROLITOS	0.5 - 5Kg/TON DE LODO SECO

TRATAMIENTOS TÉRMICOS.

CONGELACIÓN.- CONSISTE EN CONGELAR EL AGUA CONTENIDA EN LOS LODOS CUANDO SE INYECTA UN GAS, GENERALMENTE BUTANO.

TRATAMIENTOS CON CALOR.- SE CALIENTA EL LODO RESIDUAL HASTA TEMPERATURAS DE 180 - 240 C, A UNA PRESIÓN DE 250 A 400 PSIG POR PERÍODOS DE 15 A 40 MINUTOS. PRODUCE UNA TORTA DE LODO DE 30 A 50% DE SÓLIDOS Y DESINFECTA EL LODO.

DIGESTION AEROBIA

ES LA DEGRADACION BIOLÓGICA DE LA MATERIA ORGANICA EN PRESENCIA DE OXIGENO, OBTENIENDO COMO PRODUCTOS FINALES LODO DIGERIDO, CO_2 , AGUA Y NH_3 .

VENTAJAS

MENOS COSTOS DE CAPITAL
FACIL DE OPERAR
NO GENERA OLOR
SOBRENADANTE CON BAJA
CONCENTRACION DE
CONTAMINANTES

DESVENTAJAS

PRODUCE LODO CON PORES
CARACTERISTICAS DE DESAGUADO
ALTOS COSTOS DE ENERGIA POR
CONSUMO DE OXIGENO

ESTABILIZACION CON CAL

ES LA ADICION DE CAL AL LODO HASTA ALCANZAR UN pH DE 12 O MAYOR DURANTE DOS HORAS

VENTAJAS

REDUCCION DE
MICROORGANISMOS
PATOGENOS
ELIMINA MALOS OLORES

DESVENTAJAS

INCREMENTA LA MASA DEL LODO
INCREMENTA COSTOS DE TRANSPORTE
Y DISPOSICION FINAL

DIGESTOR AEROBIO

PARAMETROS TIPICOS DE DISEÑO

TIEMPO DE RETENCION DE SOLIDOS:

1) PARA REDUCCION DE 40 % DE SSV.

DIAS	TEMP. DEL LIQUIDO, C.
-------------	------------------------------

108	4
------------	----------

31	16
-----------	-----------

18	27
-----------	-----------

2) PARA REDUCCION DE 55 % DE SSV.

386	4
------------	----------

109	16
------------	-----------

64	27
-----------	-----------

REQUERIMIENTOS DE OXIGENO:

1) 2 Kg DE O₂ / Kg DE SSV DESTRUIDOS A UNA TEMP. DE 45 C O MENOS.

2) 1.45 Kg DE O₂ /Kg DE SSV DESTRUIDOS A UNA TEMP. DE 45 C O MAYOR.

OXIGENO RESIDUAL :

1 mg/L. DE O₂ EN LAS PEORES CONDICIONES DE DISEÑO

CONCENTRACION DE SOLIDOS EN PURGA:

2 A 3.5 % DE SOLIDOS.

DIGESTORES ANAEROBIOS TERMOFILICOS PARAMETROS TIPICOS DE DISEÑO

<u>PARAMETRO</u>	<u>BAJA TASA</u>	<u>ALTA TASA</u>
CRITERIO DE VOLUMEN (M3 / CAPITA)		
LODO PRIMARIO	0.056 - 0.084	0.036
LODO PRIMARIO MAS LODO ACT., KgSSV/M3	0.11 - 0.14	0.076-0.092
TASA DE CARGA DE SOLIDOS KgSSV/M3	0.64 - 1.6	2.4-6.4
TIEMPO DE RETENCION DE SOLIDOS, DIAS	30 - 60	10 - 20

DESHIDRATACION DE LODOS

ES UNA OPERACION MECANICA PARA REDUCIR EL AGUA PRESENTE EN EL LODO.

METODOS:

LECHOS DE SECADO.- SE USA PARA DESHIDRATAR LODOS EXTENDIENDOLO EN CAPAS DE 20 A 30 CM.

LAGUNAS DE SECADO.

.USO.- DESHIDRATACION DE LODOS DIGERIDOS.

VENTAJAS: BAJO CONSUMO DE ENERGIA

NO REQUIERE QUIMICOS.

BAJOS COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO.

DESVENTAJAS: PUEDE GENERAR OLOR.

PROBLEMAS DE VECTORES.

POSIBLE CONTAMINACION DE ACUIFEROS.

CENTRIFUGAS.- EQUIPO UTILIZADO PARA SEPARAR EL LODO BAJO LA FUERZA CENTRIFUGA

TIPOS DE CENTRIFUGAS: CAMISA MACIZA.

DE DISCOS

DE CANASTA.

TORTA DE LODOS : 20 - 30 % DE SOLIDOS TOTALES.

FILTROS DE LODO .- RETIENEN LAS PARTICULAS SOLIDAS SOBRE UN MATERIAL POROSO COMO ARENA O UNA TELA

TIPOS DE FILTROS.- FILTROS AL VACIO, FILTROS A PRESION, DE BANDAS Y DE PLATOS

ESTABILIZACION DE LODOS:

ES EL TRATAMIENTO QUE SE LE HACE AL LODO PARA HACERLO MENOS PUTRESCIBLE. DISMINUIR OLORES Y DISMINUIR LA CONCENTRACION DE MICROORGANISMOS PATOGENOS

ESTABILIZACION BIOLOGICA

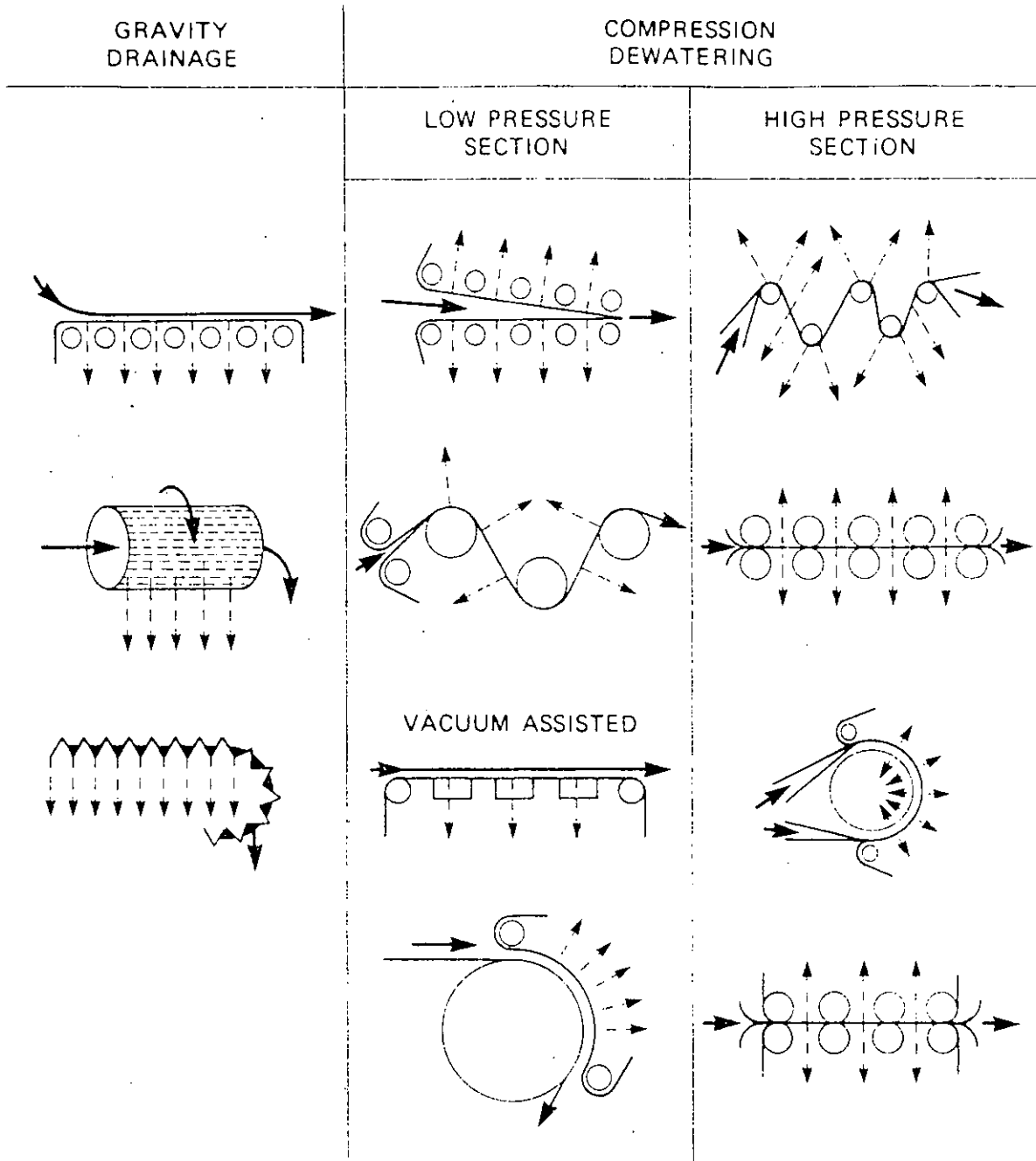
DIGESTION ANAEROBIA.- DEGRADACION BIOLOGICA DE SUSTANCIAS ORGANICAS EN AUSENCIA DE OXIGENO, DURANTE ESTAS REACCIONES SE LIBERA ENERGIA Y LA MAT. ORGANICA SE CONVIERTE EN METANO, CO2 Y AGUA

VENTAJAS.- REDUCE LA MASA DEL LODO. PRODUCE METANO Y UN LODO ADECUADO PARA USO EN SUELO

DESVENTAJAS.- ALTOS COSTOS, SENSIBLE A CAMBIOS AMBIENTALES Y PRODUCE UN SOBRENADANTE CON ALTA CONC. DE CONTAMINANTES

DOSIS TÍPICAS DE POLIELECTROLITO PARA FLOCULACION, UTILIZADOS EN
FILTROS PRENSA.

TIPO DE LODO	gr. DE POLIMERO SECO POR kg. DE LODO SECO
PRIMARIO	2 - 4
PRIMARIO MAS FILTROS BIOLÓGICOS	1.5 - 5
PRIMARIO MAS LODO ACTIVADO (AIRE)	2 - 5
LODO ACTIVADO (AIRE)	4 - 6
LODO ACTIVADO (OXIGENO)	4 - 6
DIGERIDO AEROBICAMENTE, PRIMARIO MAS LODO ACTIVADO (AIRE)	2 - 5
DIGERIDO ANAEROBICAMENTE, PRIMARIO	1 - 3
DIGERIDO ANAEROBICAMENTE, PRIMARIO MAS LODO ACTIVADO (AIRE)	1.5 - 4.5
ECCACIV (FEB- 1993) LODO DIGERIDO. AEROBICAMENTE, PRIMARIO MAS LODOS ACTIVADOS.	3.71



ALTERNATIVE DESIGNS FOR OBTAINING WATER RELEASES WITH BELT FILTER PRESSES

OTROS METODOS: PASTEURIZACION DE LODOS, TRATAMIENTO
CON CLORO U OZONO, RAYOS ULTRAVIOLETA
E IRRADIACION DE LODOS

SISTEMAS DE DISPOSICION

RELLENO SANITARIO:

ES LA DISPOSICION DEL LODO EN UN AREA ESPECIFICA, CON O
SIN RESIDUOS SOLIDOS Y ENTERRADOS BAJO UNA CUBIERTA DE
SUELO

EXISTEN 2 TIPOS DE DISPOSICION EN RELLENO:

- DISPOSICION DE LODOS EN ZANJAS O TRINCHERAS
- CODISPOSICION, LODO-DESECHOS SOLIDOS MUNICIPALES
LODO-TIERRA

VENTAJAS: RAPIDA ESTABILIZACION Y CONTROL DE CONTAMINACION
AMBIENTAL

DESVENTAJAS: ALTOS COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO,
ALTOS REQUERIMIENTOS DE SUELO Y GENERACION DE
LIXIVIADOS

INCINERACION

ES EL QUEMADO DE LOS SOLIDOS VOLATILES DE LOS LODOS EN PRESENCIA DE OXIGENO.

VENTAJAS

**80% DE REDUCCION DE LODO
REDUCCION TOTAL DE
MICROORGANISMOS PATOGENOS
OXIDACION DE COMPUESTOS
ORGANICOS**

DESVENTAJAS

**ALTOS COSTOS DE OPERACION
Y MANTENIMIENTO
CONTAMINACION ATMOSFERICA SI
NO HAY CONTROL DE EMISIONES
DISPOSICION DE CENIZAS**

DISPOSICION AL SUELO

**ES LA DISPOSICION DEL LODO SOBRE O DEBAJO DE LA SUPERFICIE DEL SUELO.
EL LODO SE UTILIZA COMO FERTILIZANTE O ACONDICIONADOR DE SUELOS.**

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COMPOSTEO

HUMEDAD 10 - 60 %

TEMPERATURA: RANGO TERMOFILICO 40 - 60 C.

POTENCIAL HIDROGENO 6 - 8

NUTRIENTES: C/N DE 20:1 Y 40:1

OXIGENO: 5 a 15 % EN VOLUMEN.

SISTEMA DE COMPOSTEO

ESTABILIZACION BIOLÓGICA DE LA MATERIA ORGÁNICA BAJO CONDICIONES CONTROLADAS

REACCIONES:

FASE 1



MATERIALES ACONDICIONADORES:

PROPORCIONAN ESTRUCTURA, TEXTURA Y POROSIDAD AL LODO

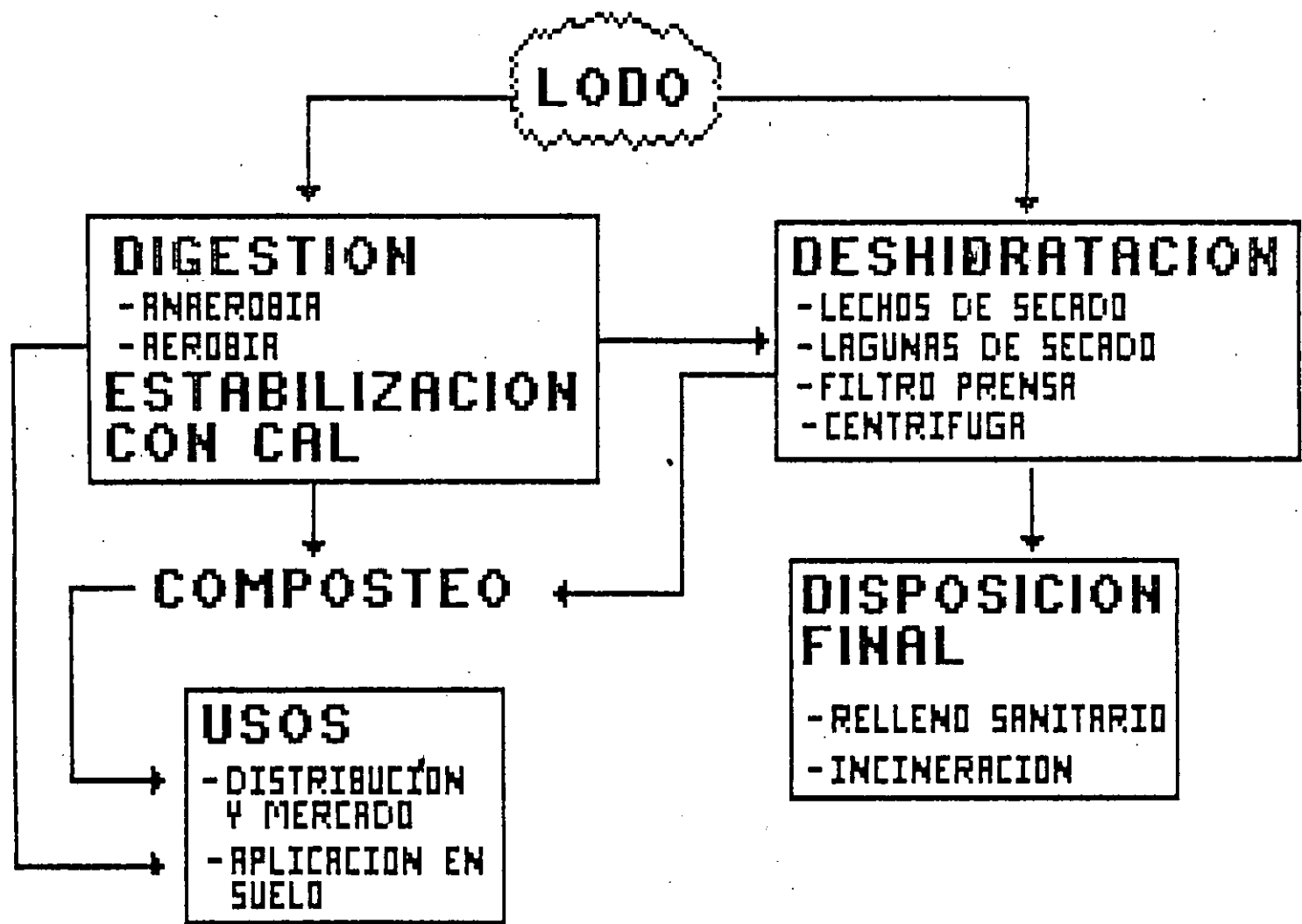
PROCESO DE COMPOSTEO:

LA SECUENCIA DE OPERACIONES DEL PROCESO ES LA SIGUIENTE:

~~CONTROL AGROSANITARIO PARA~~
~~EL USO DE LA COMPOSTA~~

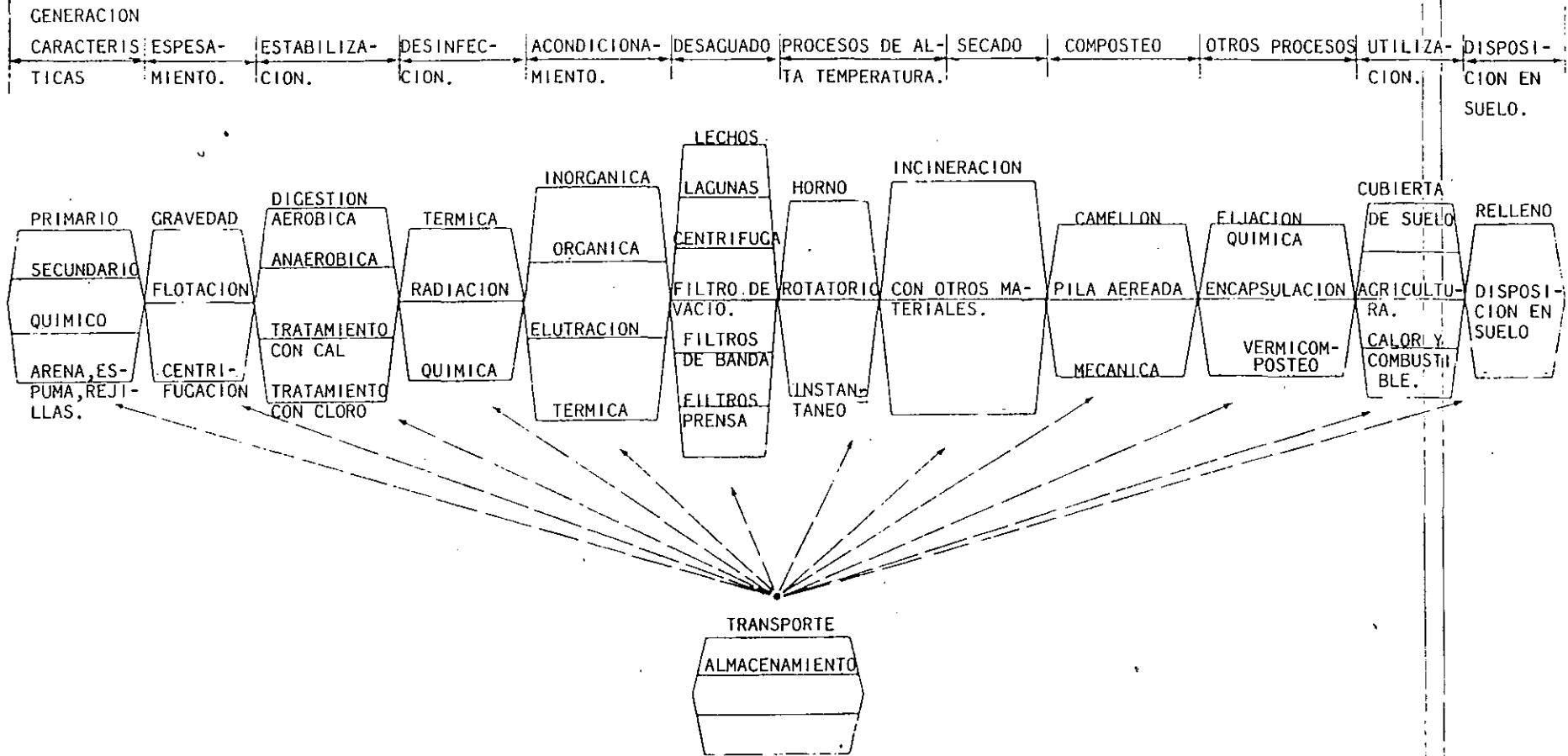
U S O S	SEGURIDAD DE LA COMPOSTA
AGRICOLA	- SIN RIESGO PARA LA CADENA ALIMENTICIA. SE DOSIFICA SEGUN EL TIPO DE CULTIVO Y SUELO.
VIVEROS	- SEGURIDAD SANITARIA PARA PRODUCTORES. LA COMPOSTA SE MEZCLA CON SUSTRATOS ORGANICOS.
CASERO	- SIN RIESGO PARA USUARIOS, PRINCIPALMENTE NIÑOS.
SILVICOLA Y EN RECUPERACION DE SUELOS EROSIONADOS	- APLICACION INTENSIVA, SIN PELIGRO DE CONTAMINAR LOS ECOSISTEMAS NATURALES. SE CONTROLA EL NUMERO DE APLICACIONES.

ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO Y DISPOSICION FINAL DE LODOS RESIDUALES



26

CONSIDERACIONES GENERALES - PLANTEAMIENTO

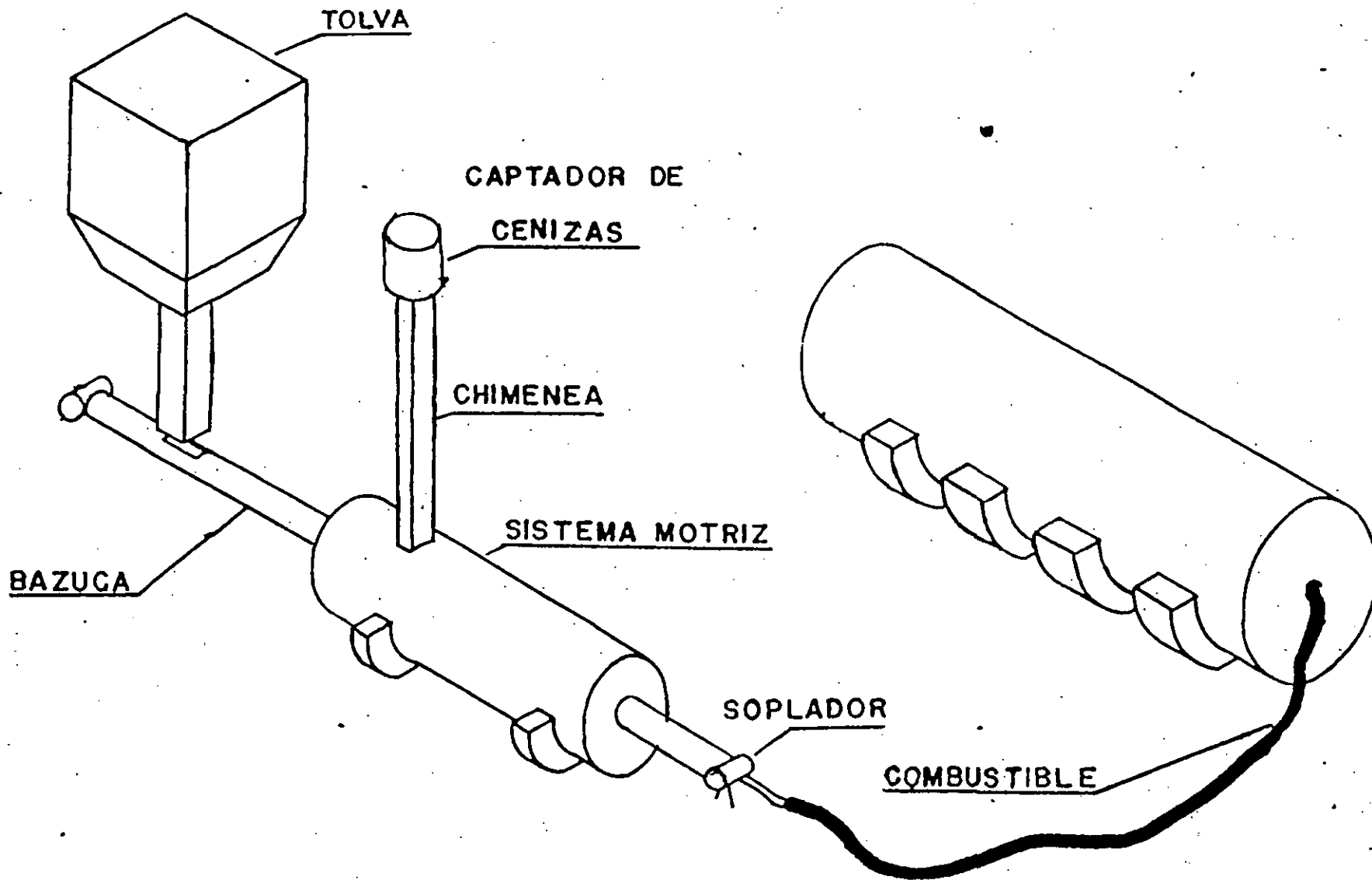


CLASIFICACION DE OPCIONES PARA EL TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE LODOS.



empresa para el control de la contaminación del agua en la zona de CIVAC

SISTEMA DE INCINERACION DE LODOS RESIDUALES



E C C A C I V

CARACTERISTICAS DEL INCINERADOR

TIPO	ROTATORIO A CONTRA CORRIENTE
CAPACIDAD MAXIMA	40 M3 DE LODO/DIA AL 20 % DE SOLIDOS
CONSUMO DE COMBUSTIBLE, DIESEL	40 L / HORA
TEMPERATURA DE COMBUSTION	1000 GRADOS C.
CENIZAS	3 A 5 %
TIEMPO DE RETENCION	25 A 75 MIN.
PERSONAL REQUERIDO PARA OPERACION POR TURNO	1 OPERADOR 1 AYUDANTE
COSTO DE TRATAMIENTO	\$ 500 MILLONES/AÑO
CONTROL DE EMISIONES	EN ESTUDIO

E C C A C I V
DISPOSICION ACTUAL DE LODOS (1993)

CARACTERISTICAS DEL RELLENO SANITARIO

UBICACION : TETLAMA, TEMIXCO, MORELOS

SUELO : CALIZO

TIPO DE RELLENO: TRINCHERAS 10 x 150 M.

AREA TOTAL: 7,500 METROS CUADRADOS

MAQUINARIA:

1 TRASCAVO

1 TRACTOR

2 CAMIONES DE VOLTEO

MATERIAL ACONDICIONADOR Y DE CUBIERTA:

TIERRA DE LA MISMA AREA DEL RELLENO

PROPORCION DE MEZCLADO:

2 DE MATERIAL : 1 DE LODO

COSTO DE TRANSPORTE Y DISPOSICION FINAL:

N\$ 900,000 / AÑO

E C C A C I V
COSTOS DE MANEJO Y DISPOSICION DE LODO

1.- POLIMERO (CATIONICO).....	N\$ 468,000
2.- REFACCIONES DE FILTRO PRENSA.....	144,000
3.- MANTENIMIENTO EQUIPO DEL AREA...	12,000
4.- TRANSPORTE Y DISPOSICION FINAL A RELLENO SANITARIO (30 Km).....	900,000
T O T A L A N U A L	N\$ 1'524,000

VOLUMEN DE LODO DISPUESTO EN RELLENO SANITARIO

- 18 M³ /DIA. 3,600 KG / DIA.
- 4,680 M³ / AÑO 936,000 KG / AÑO.
- CONCENTRACION DE SOLIDOS 20 %.

DOSIS APROXIMADA DE POLIMERO.

- 130 A 250 mg/l. DE LODO BASE HUMEDA AL 3.5 %
- 3.7 A 7.14 gr/kg DE LODO BASE SECA.

**COSTO POR kg. DE LODO (BASE SECA) DISPUESTO EN
RELLENO SANITARIO.**

N\$ 1.635

SISTEMA ESTABILIZACION Y DESHIDRATADO DEL LODO GENERADO EN ECCACIV

ESTABILIZACION:

DIGESTOR DE LODOS

TIPO AEROBIO.

TIEMPO DE RETENCION 5 DIAS

SOLIDOS TOTALES 4 %.

DESHIDRATACION:

FLOCULACION

POLIMERO CATIONICO (ACRILAMIDA)

DOSIS DE 130 A 250 mg/l.

SISTEMA DE FILTRO PRENSA DE DOBLE BANDA (BELT PRESS).

SOLIDOS TOTALES DE 18 A 22 %.

PRODUCCION DE 20 TON/DIA.

OPERACION Y MANTENIMIENTO PARA LA DESHIDRATACION DEL LODO

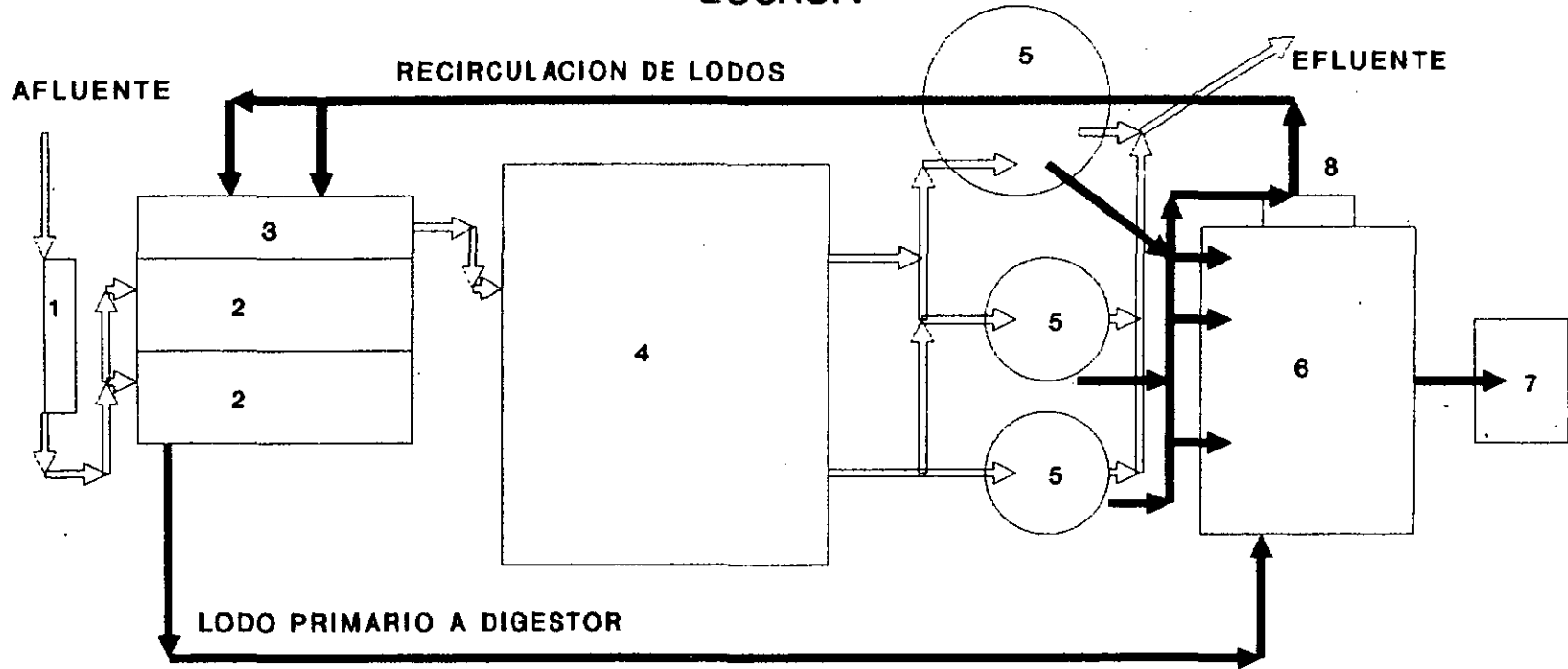
PERSONAL

1 OPERADOR Y 1 AYUDANTE / TURNO.

COSTO

N\$ 630,000 / AÑO.

ECCACIV



- 1 PRETRATAMIENTO
- 2 SEDIMENTACION PRIMARIA
- 3 TANQUE DE REGULACION
- 4 AERADOR
- 5 SEDIMENTACION SECUNDARIA
- 6 DIGESTOR AEROBIO DE LODOS
- 7 DESAGUADO DE LODOS
- 8 CARCAMO DE RECIRCULACION DE LODOS

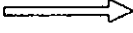

-  LINEA DE AGUA Y LICOR MEZGLADO
-  LINEA DE LODOS

DIAGRAMA DE FLUJO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

unpaved area, 2 to 3 feet (0.6 to 1 m) wide is placed along either side or down the middle for drainage. Paved drying beds can be built with or without a roof.

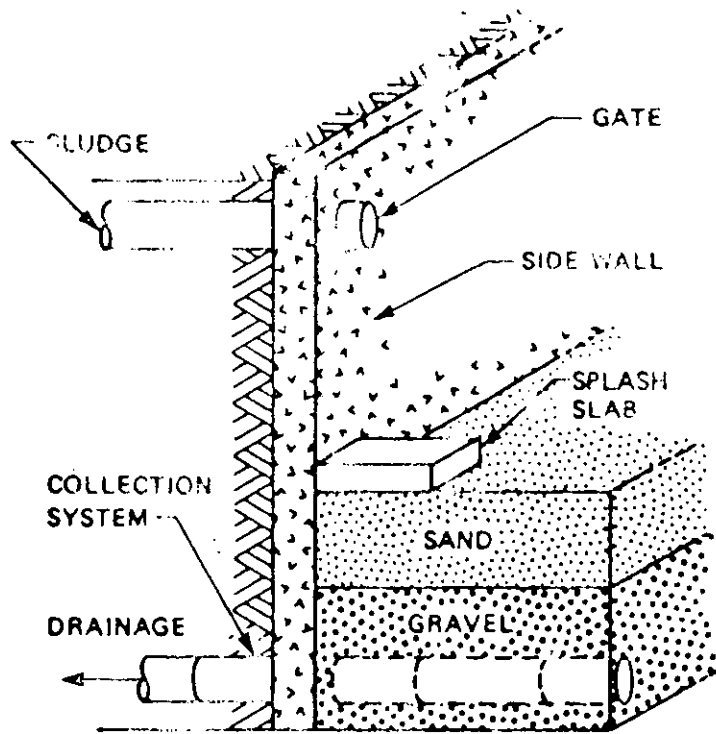


FIGURE 9-2

TYPICAL SAND DRYING BED CONSTRUCTION (18)

For a given amount of sludge, paved drying beds require more area than sand beds. Their main advantages are that front-end loaders can be used for sludge removal and reduced bed maintenance (21). Figure 9-3 shows typical paved drying bed construction.

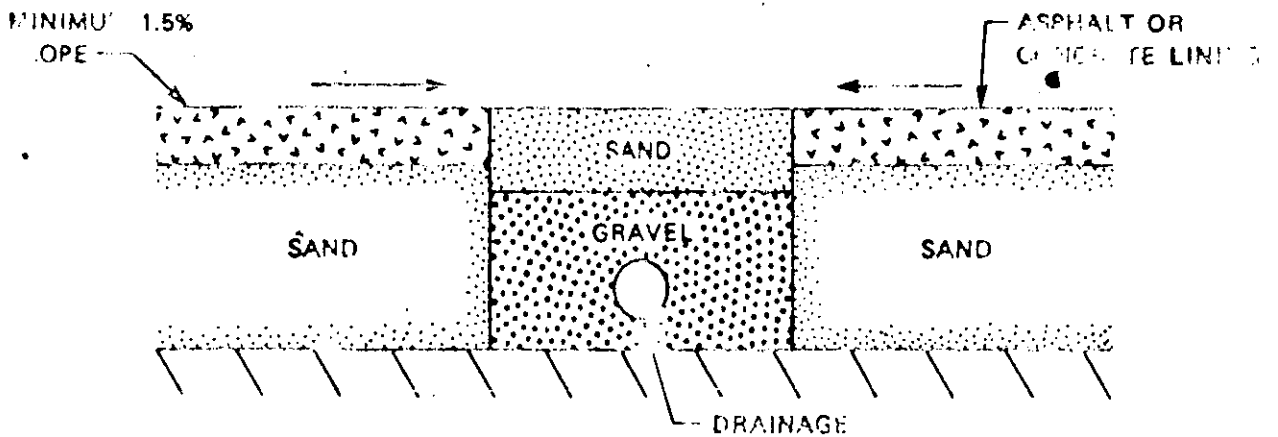
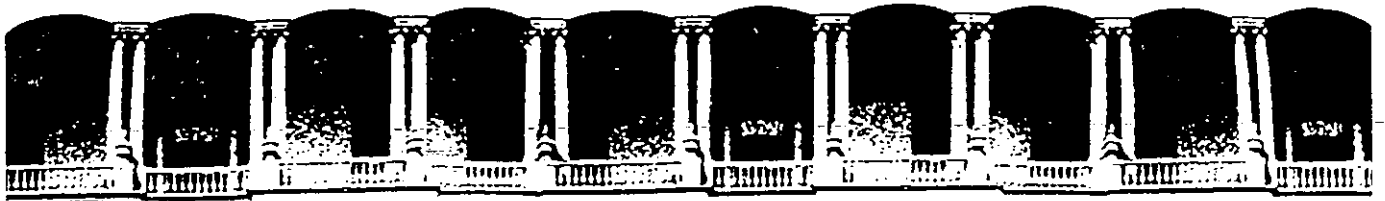


FIGURE 9-3

TYPICAL PAVED DRYING BED CONSTRUCTION

VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EL USO DE LECHOS DE SECADO

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<p>CUANDO HAY TERRENO DISPONIBLE EL COSTO DE CAPITAL ES BAJO</p> <p>MINIMO DE OPERACION.</p> <p>NO REQUIERE PERSONAL CALIFICADO</p> <p>BAJO CONSUMO DE ENERGIA</p> <p>POCO SENSIBLE A VARIACIONES EN LA CALIDAD DEL LODO</p> <p>NO REQUIERE EQUIPO MECANICO</p> <p>NO REQUIERE DE QUIMICOS</p> <p>ALTO CONTENIDO DE SOLIDOS EN LA TORTA DE LODOS</p>	<p>REQUIERE MAS TERRENO QUE LOS DEMAS METODOS MECANICOS.</p> <p>FALTA DE BASES PARA UN DISEÑO DE INGENIERIA ADECUADO.</p> <p>PARA EVITAR OLORES REQUIERE LODO ESTABILIZADO.</p> <p>AFECTADO POR CONDICIONES CLIMATOLOGICAS.</p> <p>PARA LA REMOCION DEL LODO REQUIERE DE LABOR INTENSIVA.</p>



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS.

TRATAMIENTO AVANZADO, (TERCIARIO) OPERACIONES Y PROCESO
UNITARIOS, DESCRIPCION Y APLICACIONES.

TRATAMIENTO AVANZADO DE AGUAS RESIDUALES

INTRODUCCION

Aún cuando el tratamiento secundario de las aguas residuales por medios biológicos como son los lodos activados y los filtros rociadores, proporcionan agua con una calidad adecuada para su --
vestimiento en la mayoría de los cuerpos receptores y para el -
reuso en riego de parques y jardines y enfriamiento, entre otros
usos, la saturación de la capacidad de dilución y asimilación de
contaminantes en los cuerpos receptores, por una parte, las demanda
das de agua de segundo uso para fines que requieren mayor calidad
por otro y la preocupación por la recirculación de contaminantes
tales como metales pesados, compuestos orgánicos exóticos y organismo
s patógenos ha traído como consecuencia la introducción de
procesos de tratamiento que tienen como objetivo la remoción de

contaminantes que permanecen en el agua después de que esta ha -
recibido un tratamiento secundario.

El proceso que vino realmente ha hacer posible el tratamiento -
avanzado fué el de filtración. Los avances logrados con la llamada
filtración profunda a diferencia de la filtración superficial -
convencional en medios granulares, permitió incrementar la carga
superficial sobre el filtro al mismo tiempo que se incrementaba-
la carrera del filtro aún con agua residual tratada. Esto se logró
primordialmente con la introducción de lechos mixtos de materiales
de diferente peso específico que permiten la colocación de los
materiales de manera de tener una porosidad que disminuye en el
sentido del flujo.

Una vez logrado este avance fué posible incorporar al tratamiento
de aguas residuales los procesos ya existentes para el tratamiento
de aguas y desarrollar nuevos procesos para resolver demandas
específicas del agua residual.

PROPOSITO DEL TRATAMIENTO AVANZADO

De acuerdo con las demandas de agua de mejor calidad mencionadas
anteriormente el propósito del tratamiento avanzado puede resumir
se como la remoción de aquellos contaminantes que permanecen en
el agua después de recibir un tratamiento secundario, tales
como:

- Nutrientes como el nitrógeno y el fósforo
- Compuestos que causan color, olor y turbiedad
- Compuestos orgánicos que causan demanda de oxígeno
- Sales inorgánicas
- Metales pesados
- Compuestos orgánicos dañinos a la salud
- Organismos patógenos

Los procesos que se utilizan actualmente remueven casi totalmente los compuestos mencionados anteriormente y se pueden clasificar como sigue:

1. Remoción de fósforo
2. Remoción de nitrógeno
3. Remoción de sólidos suspendidos
4. Remoción de materia orgánica soluble
5. Remoción de sólidos disueltos
6. Remoción de patógenos

A continuación se presentan algunas generalidades de los procesos más usados en el tratamiento avanzado de aguas residuales.

REMOCION DE FOSFORO

Remoción biológica.- El tratamiento biológico convencional remueve parte del fósforo presente en el agua al incorporarlo en el tejido de los microorganismos. Este proceso se puede incrementar promoviendo el aprovechamiento de fósforo en exceso por parte de los micro-

organismos y en algunos casos se han obtenido remociones del orden del 95% sin embargo el proceso tiene una variabilidad tan grande que lo hace poco confiable.

Remoción biológica-química.- En este proceso la remoción de fósforo se logra en el mismo tratamiento secundario adicionando sales de fierro o aluminio en el tanque de aereación. Este proceso da buenos resultados cuando la concentración de fósforo que se requiere no es menor de 1 mg/l. Este proceso produce además un efluente con menor turbiedad, calor y sólidos suspendidos que el tratamiento secundario convencional.

Remoción físico-química.- En este proceso la remoción del fósforo se realiza mediante la adición de cal, sulfato de aluminio o sales de fierro. La remoción que se logra es del 95 al 98% de fósforo. Este proceso tiene la ventaja de remover además del fósforo, sólidos suspendidos, materia orgánica, mejora el aspecto del agua, reduce el contenido de organismos coliformes y de virus y el de metales pesados.

REMOCION DE NITROGENO

Remoción biológica.- El proceso de remoción biológica de nitrógeno consiste en la oxidación de los compuestos nitrogenados presentes en el agua residual a nitratos en condiciones aeróbicas. Una vez lograda esta oxidación, los nitratos pueden reducirse a nitrógeno gas en condiciones anaeróbicas. El proceso de oxidación se conoce como nitrificación y el de reducción de nitrificación. Este proceso ha probado ser efectivo, en embargo la operación del proceso ha

resultado complicado por tratarse de dos sistemas biológicos en serie. Este proceso puede resultar adecuado en México ya que funciona mejor en altas temperaturas que en las bajas.

Cloración al punto de quiebre.- Este proceso consiste en aplicar una dosis de cloro tal que las compuertas nitrogenadas reducidas se oxiden hasta formar nitrógeno gas. El proceso es confiable con una eficiencia de 99% y tiene la ventaja adicional de oxidar materia orgánica y de desinfectar el agua. La principal desventaja es el alto costo ya que se requiere una dosis de 9 mg/l de cloro por mg/l de nitrógeno amoniacal. Además se producen compuestos orgánicos cerrados tóxicos que pueden disminuir la utilidad del agua.

Desorción de amoníaco.- Este proceso consiste en elevar el pH del agua a un nivel tal que todo el nitrógeno amoniacal presente en el agua se convierta en amoníaco para posteriormente disiparlo en la atmósfera. Este proceso resulta muy efectivo en climas cálidos. Cuando se utiliza después de un proceso de coagulación con cal su costo es muy bajo.

Intercambio iónico.- Este proceso consiste en remover el nitrógeno amoniacal con una resina de intercambio selectiva natural conocida como clinoptilolita. La regeneración se realiza con sal muera. El amoníaco puede extraerse de la sal muera con ácido sulfúrico, para producir sulfato de amoníaco que sirve como fertilizante. El proceso es simple y efectivo. El principal problema en la operación es la extracción del amoníaco de la sal muera.

REMOCION DE SOLIDOS SUSPENDIDOS

Coagulación química.- Este proceso es adecuado para la remoción de sólidos, sin embargo los resultados son similares a los obtenidos con filtración a un costo mayor principalmente por el manejo del lodo producido. Este tratamiento es efectivo cuando también se requiere remover fósforo.

Filtración.- Es el proceso más efectivo para la remoción de sólidos. Los filtros de medio mezclado han resultado los más efectivos. La filtración puede mejorar con la adición de polímeros. Es el proceso más económico cuando se requiere remover sólidos. El agua de lavado se recircula a la entrada de la planta.

Microtamices.- La utilización de estos medios mecánicos de filtración ha dado resultados que no son comparables a los obtenidos con los otros dos procesos debido a su baja eficiencia.

REMOCION DE MATERIA ORGANICA SOLUBLE

Carbón activado granular.- El proceso consiste en la adsorción de los compuestos orgánicos presentes en el agua por medio de carbón activado. El proceso es eficiente, confiable y comparado con los resultados confiable y comparado con los resultados que se obtienen, económico. Este proceso reduce el contenido de materia orgánica lo cual resulta en una mejoría notable en las características organolépticas del agua tratada. Se han usado columnas de carbón de flujo ascendente y descendente. Las de flujo ascendente tienen la ventaja de permitir el paso de sólidos y por lo tanto no se pierde carga

hidráulica ni se taponan, sin embargo el roce de las partículas de carbón produce partículas finas de carbón que aparecen en el efluente. Las columnas de flujo descendente no tienen este último problema pero pueden taponarse antes de que se termine su capacidad de intercambio.

El diseño de las columnas de contacto debe realizarse a partir de pruebas de adsorción para definir la isoterma de diseño. Sin embargo para el diseño de columnas se utilizan las siguientes bases:

Tiempo de contacto (a lecho vacío)	10 - 50 min.
Carga hidráulica	120 - 600 m/día
Tasa de retrolavado	900 - 1200 m/día
DQO removida/carbón activado	0.3 - 0.8
Requisitos de carbón	0.025 - 0.070 kg/m ³
Pérdida por regeneración	10%

Aún cuando estas bases resulten en diseños conservadores de las columnas, en México deben hacerse pruebas debido a la concentración de detergente presente en el agua.

Una vez utilizado el carbón debe regenerarse. Esto se logra en hornos contruidos al efecto. La regeneración se realiza en tres pasos secado a 100°C, cocido (de la materia adsorbida) a 600°C y activado a 1000°C. La instalación de hornos de regeneración en la planta de tratamiento solo se justifica en plantas, con capacidades del orden de 800 kg/día de carbón o sea aproximadamente 300 lps.

Carbón activado en polvo.- Este proceso resulta muy eficiente debido a que el carbón en polvo tiene una mayor área activa que el granular. En este proceso el carbón se mezcla con el agua y se remueve por sedimentación. El proceso es complicado por el manejo del polvo y por las pérdidas en la regeneración. Actualmente se estudia utilizando en la coagulación química o en el tanque de aereación.

Ozonación.- El ozono es un oxidante poderoso que aparentemente no produce el tipo de compuestos tóxicos que se obtienen con el cloro. En las pruebas realizadas se ha encontrado que su eficiencia en la oxidación de materia orgánica como DQO es de aproximadamente 50% sin embargo la reacción es lenta.

Osmosis inversa.- Aún cuando el objetivo principal de este proceso es la remoción de sales, las membranas utilizadas producen una remoción considerable de materia orgánica, turbiedad y organismos patógenos. Este proceso tiene gran futuro sobre todo para la remoción de compuestos orgánicos tóxicos.

REMOCION DE SOLIDOS DISUELTOS

Intercambio iónico.- Este proceso es muy usado en la industria para el tratamiento de agua de calderas y de agua de proceso. Generalmente se utilizan dos lechos de resinas. Una para la remoción de aniones y otra para la remoción de cationes, aún cuando existen procesos que utilizan medios mezclados. Las eficiencias de remoción son superiores al 90% del contenido de iones. Este proceso no se utiliza mucho en tratamiento avanzado debido a que el proceso es

muy selectivo y a las ventajas del proceso de ósmosis inversa.

Electrodiólisis.- Este proceso se ha usado para la producción de agua potable a partir de aguas salobres. El proceso consiste en promover la migración de los iones presentes en el agua a través de membranas bajo la influencia de una corriente eléctrica. El proceso es selectivo a los contaminantes inorgánicos y no tiene las ventajas de la ósmosis inversa. Otro factor importante es que a medida que se reduce la concentración de iones el costo de la energía se incrementa.

Ósmosis inversa.- El fenómeno de la ósmosis aparece cuando dos soluciones de diferentes concentraciones de soluto están separadas por una membrana semipermeable como el celofán. El agua tiende a pasar a través de la membrana del lado más diluido al más concentrado produciendo concentraciones y sales de soluto en ambos lados de la membrana. Por lo tanto aplicando presión del lado concentrado puede lograrse una solución diluida en el otro lado. Los equipos para este proceso son en su totalidad patentados y se diferencian básicamente en la forma de colocar las membranas ya sea en forma espiral, tubular o de fibra hueca. Los requerimientos de energía son del orden de 2.7 kWh/m³ de agua producida y se recupera del 75 al 85 del agua.

La principal desventaja de este proceso son la poca duración de las membranas, el depósito de sales en el interior de las membranas y a la susceptibilidad al daño del proceso por mala operación.

Destilación.- Este procedimiento se utiliza principalmente para la desalación de agua de mar, sin embargo en el campo del tratamiento de agua residual tiene la desventaja de que los compuestos orgánicos son arrastrados en el destilado y aparecen en el efluente de la planta.

REMOCIÓN DE ORGANISMOS PATOGENOS

Cloración.- La desinfección con cloro se ha venido usando con éxito desde hace mucho tiempo. Su influencia en la destrucción de organismos patógenos es bastante buena. Sin embargo su efectividad en la desinfección de aguas residuales no ha sido comprobada. La razón es por la presencia en el agua residual de quistes de microorganismos y la presencia de virus. Además la formación de productos químicos peligrosos por el cloro hacen dudosa su aplicación.

Ozonación.- El ozono se utiliza para la desinfección con mucho éxito en Europa. Es un bactericida efectivo y tiene buena eficiencia en la remoción de virus. Su eficiencia en la remoción de otro tipo de organismos no se ha probado.

Dióxido de cloro.- Este producto se ha usado con éxito en aplicaciones industriales que requieren oxidantes potentes. Aún cuando se ha estudiado extensamente y ha dado buenos resultados su uso no se ha extendido debido a lo peligroso de su preparación la cual debe hacerse en el lugar de aplicación a partir de cloro gaseoso y clorito de sodio.

Luz ultravioleta.- Este proceso consiste en pasar luz ultravioleta

a través del agua por tratar. Para lograr esto se requiere de agua muy clara y en capas muy delgadas, lo que complica el diseño operacional del proceso. Aún cuando el proceso es efectivo aún no se aplica a nivel operativo.

BIBLIOGRAFIA

U.S. Environmental Protection Agency. "Process Design Manual for Nitrogen Control". 1975

U.S. Environmental Protection Agency. "Process Design Manual for Phosphorus Removal". 1976

U.S. Environmental Protection Agency. "Process Design Manual for Suspended Solids Removal". 1974

U.S. Environmental Protection Agency. "Process Design Manual for Carbon Adsorption", 1973

White, G. C., "Disinfection of Wastewater and water for Reuse", Van Nostrand, 1978

Culp, R. L., Wesner, G. M., Culp, G. L., "Handbook of Advanced Wastewater Treatment", Van Nostrand, 1978

a través del agua por tratar. Para lograr esto se requiere de agua muy clara y en capas muy delgadas, lo que complica el diseño operacional del proceso. Aún cuando el proceso es efectivo aún no se aplica a nivel operativo.

BIBLIOGRAFIA

U.S. Environmental Protection Agency. "Process Design Manual for Nitrogen Control". 1975

U.S. Environmental Protection Agency. "Process Design Manual for Phosphorus Removal". 1976

U.S. Environmental Protection Agency. "Process Design Manual for Suspended Solids Removal". 1974

U.S. Environmental Protection Agency. "Process Design Manual for Carbon Adsorption", 1973

White, G. C., "Disinfection of Wastewater and Water for Reuse", Van Nostrand, 1978

Culp, R. L., Wesner, G. M., Culp, G. L., "Handbook of Advanced Wastewater Treatment", Van Nostrand, 1978

REMOCIONES PROMEDIO POR EL PROCESO
DE COAGULACION QUIMICA

Parámetro	% de remoción			
	Con cloruro férico	Con cal	Con sulfato de aluminio	Con cloruro férico y cal
DBO	62	53	76	81
DQO	61	52	69	81
SST	67	65	83	91
N-NH ₃	14	22		
P	71	91	78	96
Grasas y aceites	91	40	89	
As	49	6	83	
Ba		61		
Cd	68	30	72	
Cr	87	56	86	
Cu	91	55	86	
F		50	44	
Fe	43	87	83	
Pb	93	44	90	
Mn		93	40	
Hg	18	0	24	
Se	0	0	0	
Ag	89	49	89	
Zn	72	78	80	
Color	73	46	72	
SAAM	42	39	55	
Turbiedad	88	67	86	
COT	66	73	51	73

REMOCION DE AMONIACO EN TORRE DE
DESORCION

14

pH	% de remoción
8.0	37
8.6	41
9.2	80
9.7	93
10.8	98

15

Temperatura entrada 21°C, Salida 17°C.

REMOCION EN LECHOS DE CLINOPTILOLITA

Parámetro	% de remoción
N-NH ₃	84
DBO	40
DQO	28
SST	62

REMOCIONES PROMEDIO POR EL
PROCESO DE FILTRACION

Parámetro	% de remoción	
	Después de trata- miento biológico	Después de coagula- ción química
DBO	39	36
DQO	34	22
SST	73	42
N-NH ₃	33	
P	57	
As	67	0
Ba		22
Cd	32	38
Cr	53	9
Cu		21
Fe	56	
Pb	16	26
Mn	80	
Hg	33	0
Se	90	0
Zn		
Color	31	
Turbiedad	71	31
COT	33	25

REMOCIONES POR CARBON ACTIVADO

17

Parámetro	% de remoción
DBO	53
DQO	47
SST	64
N-NH ₃	39
N-NO ₃	5
P	88
Grasas y aceites	47
As	0
Ba	
Cd	0
Cr	48
Cu	49
F	13
Fe	73
Pb	32
Mn	32
Hg	0
Se	0
Ag	27
Zn	66
Color	70
SAAM	64
Turbiedad	73
COT	64

REMOCION POR EL PROCESO DE
OSMOSIS INVERSA

18

Parámetro	% de remoción
DQO	89
Na	93
Cl	91
SO ₄	99
CE	94

CALIDAD DEL AGUA ESPERADA DE ALGUNAS COMBINACIONES
DE PROCESOS DE TRATAMIENTO AVANZADO

Pretratamiento	Procesos de tratamiento avanzado	Calidad esperada						
		DBO	DQO	Turbiedad	Fosfatos	SST	Color	N-NH ₃
Primario	C-S	75	130	10	3	20	45	25
	C-S, F	50	100	2	2	3	45	25
	C-S, F, CA	8	35	2	2	3	15	25
	C-S, DN, F, CA	8	35	2	2	3	15	5
Lodos activa- dos conven- cionales	F	5	40	5	25	8	40	25
	C-S	5	40	5	2	7	30	25
	C-S, F	2	35	0.5	0.5	0.5	30	25
	C-S, F, CA	0.5	10	0.5	0.5	0.5	8	25
	C-S, DN, F, CA	0.5	10	0.5	0.5	0.5	8	5
	C-S, DN, F, CA, OI	0.1	1	0.1	0.1	0.1	1	0.5

Costos relativos del tratamiento avanzado

20

Combinación de procesos	Costo relativo por m ³
Primario	65
Lodos activados	100
P, C-S	166
P, C-S, F	199
P, C-S, F, CA	237
P, C-S, DN, F, CA	247
LA, F	133
LA, C-S, F	229
LA, C-S, F, CA	267
LA, C-S, DN, F, CA	272
LA, C-S, DN, F, CA, OI	481



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**XXV CURSO INTENSIVO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES
INDUSTRIALES Y REUSOS**

**GESTION DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
(DISTRITO DE CONTROL DE LA CONTAMINACION DEL AGUA DE CIVAC)**

ING. CARLOS SALAZAR SALAZAR

ABRIL 1994

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

DISTRITO DE CONTROL DE LA CONTAMINACION DEL AGUA EN

LA ZONA DE CIVAC

PRIMER DISTRITO EN MEXICO

1.- ANTECEDENTES:

LOS BENEFICIOS Y LA RIQUEZA QUE PRODUCE EL DESARROLLO URBANO E INDUSTRIAL, TRAEN APAREJADOS DIVERSOS EFECTOS NEGATIVOS QUE ES NECESARIO PREVER Y CORREGIR. ENTRE ESTOS EFECTOS FIGURAN, DE MANERA NOTABLE, LOS QUE SE DERIVAN DE LA CONTAMINACION DEL AGUA, PROVOCADA POR LA INADECUADA DISPOSICION DE LAS AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES E INDUSTRIALES QUE AL SER VERTIDAS SIN NINGUN TIPO DE TRATAMIENTO A LOS DIFERENTES CUERPOS RECEPTORES, DETERIORAN LA CALIDAD DE ESTOS, CON LA CONSIGUIENTE LIMITACION DE LOS USOS POSTERIORES A QUE PUEдан DESTINARSE.

ERA ESTE, EL CASO DEL VALLE DE CUERNAVACA, DONDE EL PARQUE INDUSTRIAL DE CIVAC QUE CONSTITUYE EL NUCLEO DEL MAS IMPORTANTE CENTRO INDUSTRIAL DEL ESTADO DE MORELOS, Y UNO DE LOS MAS IMPORTANTES DEL PAIS, SIENDO ADEMAS UN POLO DE DESARROLLO URBANO, DESCARGABA SUS AGUAS RESIDUALES TANTO DOMESTICO COMO INDUSTRIALES, A LOS ARROYOS DE LA GACHUPINA, RIVETEX Y PUENTE BLANCO, LOS CUALES RECIBEN TAMBIEN LAS DESCARGAS MUNICIPALES DE TEJALPA, TLAHUAPAN, JIUTEPEC, ZONA HABITACIONAL DE CIVAC, Y PARTE DE LA POBLACION DE CUERNAVACA, INCLUSIVE, JUNTANDOSE EN SU PARTE BAJA CON LAS AGUAS PROVENIENTES DEL MANANTIAL DE SAN GASPAR, QUE ES USADO PARA FINES AGRICOLAS, MOTIVANDO UNA DEGRADACION SENSIBLE EN LA CALIDAD DE LAS AGUAS DE RIEGO,

LO QUE DIO LUGAR A SERIAS Y JUSTIFICADAS QUEJAS DE LOS CAMPESINOS - DE EMILIANO ZAPATA, TEZOYUCA Y CHICONCUAC, ENTRE OTROS.

ESTA INADECUADA DISPOSICION DE LAS AGUAS RESIDUALES TAMBIEN - MOTIVO QUEJAS DE LOS HABITANTES ALEDAÑOS A LOS ARROYOS, POR EL DESA - GRADABLE ASPECTO Y MALOS OLORES DE LOS MISMOS.

LA INCONFORMIDAD DE LOS HABITANTES DE LA REGION SE ACENTUO DU - RANTE EL AÑO DE 1973 CUANDO, DEBIDO A LA DISPOSICION DE DESECHOS -- SOLIDOS INDUSTRIALES EN UN POZO DE ABSORCION, COMUNICADO GEOLOGICA - MENTE CON EL MANANTIAL DE SAN GASPAR; PROVOCO LA CONTAMINACION DE - SUS AGUAS, FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE 5 POBLADOS.

LA APARICION DE ESTE PROBLEMA, QUE MOTIVO LA INTERVENCION AUTORIDADES FEDERALES Y LOCALES, ASI COMO GRAN ALARMA ENTRE LOS PO - BLADORES DE LA ZONA Y UNA HONDA PREOCUPACION EN LOS INDUSTRIALES GE - NERADORES DE CONTAMINACION, URGIO LA BUSQUEDA DE UNA SOLUCION PRONTA Y EFECTIVA QUE PERMITIERA RESOLVER DE LA MEJOR MANERA POSIBLE LA -- PROBLEMÁTICA QUE, EN EL ASPECTO DE CONTAMINACION DEL AGUA, ESTABA - ENFRENTANDO LA REGION, SIN MENOSCABO DE SU DINAMICO DESARROLLO.

2.- GENERACION DE LA IDEAL DEL DISTRITO:

EN EL AÑO DE 1972, LA ENTONCES LLAMADA, SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, LLEVO A CABO UN ESTUDIO ENCAMINADO A DETERMINAR LAS - CONDICIONES DE CALIDAD DEL AGUA DE LA CUENCA ALTA DEL RIO AMACUZAC. SE DEFINIO A LA ZONA TEJAPA-JIUTEPEC-EMILIANO ZAPATA COMO UNA DE - LAS QUE ENFRENTABAN MAYORES PROBLEMAS DE CONTAMINACION DEL AGUA COMO CONSECUENCIA DE LAS DESCARGAS RESIDUALES GENERADAS EN CIVAC Y

AREAS ALEDAÑAS A ESTE PARQUE INDUSTRIAL.

LAS CONCLUSIONES DEL ESTUDIO RECOMENDARON LA URGENTE NECESIDAD DE FIJAR LAS CONDICIONES PARTICULARES DE ESAS DESCARGAS Y EXIGIR EL TRATAMIENTO CORRESPONDIENTE A LOS RESPONSABLES DE LAS MISMAS.

ESTE ANTECEDENTE Y LOS PROBLEMAS PLANTEADOS ANTERIORMENTE, DIERON LA PAUTA PARA PRIORIZAR LA ACCION DE LA SECRETARIA, TENDIENTE A SOLUCIONAR EL PROBLEMA DE LA CONTAMINACION DEL AGUA EN LA ZONA, ASI COMO LOS CONOCIMIENTOS INICIALES PARA LA BUSQUEDA DE LA MEJOR SOLUCION.

SE ESTUDIARON DIFERENTES ALTERNATIVAS, DESDE EXIGIR EL TRATAMIENTO INDIVIDUAL A CADA RESPONSABLE DE LA DESCARGA, HASTA CONSIDERAR LA INTERCEPCION Y CONDUCCION DE TODAS LAS DESCARGAS DE CIVAC PARA SU TRATAMIENTO EN UNA SOLA PLANTA. AL ANALIZAR ESTA ALTERNATIVA, Y DEDUCIR SUS BONDADES ECONOMICAS Y OPERATIVAS, SE VIO CONVENIENTE Y FACTIBLE EXTENDER EL SERVICIO A LA ZONA DE EXPANSION FUTURA DE CIVAC, ASI COMO OTRAS INDUSTRIAS Y ALGUNOS NUCLEOS DE POBLACION ALEDAÑAS YA EXISTENTES ENTONCES. DE ESTA FORMA, SE SOLUCIONARIA DE UNA BUENA VEZ EL PROBLEMA DE CONTAMINACION DEL AGUA EN LA REGION, Y LOS ARROYOS QUE TRANSPORTAN AGUAS RESIDUALES, CONDUCCIRIAN AGUAS RESIDUALES DEPURADAS Y DE ESCURRIMIENTOS NATURALES PARA SER UTILIZADAS EN LA AGRICULTURA SIN CAUSAR DAÑOS.

POR OTRA PARTE, EL EFLUENTE DE LA PLANTA COMUN DE TRATAMIENTO CUMPLIRIA CON LOS REQUERIMIENTOS DE LA REGLAMENTACION VIGENTE, Y SE DESCARGARIA SIN CAUSAR PERJUICIOS A TERCEROS.

ANTE ESTA PERSPECTIVA, LA SECRETARIA UNIO FUERZAS CON LAS AUTORIDADES ESTATALES, LOS MUNICIPIOS AFECTADOS Y LOS INDUSTRIALES DE LA ZONA, Y DESPUES DE CUIDADOSOS ESTUDIOS DE LAS DIVERSAS FORMAS DE SOLUCION POSIBLES, SE ACORDO INSTITUIR EL QUE SERIA EL PRIMER DISTRITO PARA EL CONTROL DE LA CONTAMINACION DEL AGUA DE LA REPUBLICA MEXICANA.

EL DISTRITO PUEDE DEFINIRSE COMO UN AREA PERFECTAMENTE DELIMITADA EN LA QUE SE ENCUENTRAN ESTABLECIDOS RESPONSABLES DE DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES Y EN DONDE EXISTE UN REGIMEN ESPECIAL DE CONTROL DE LA CONTAMINACION DEL AGUA. UN ORGANISMO ADMINISTRADOR SE ENCARGA DE PLANEAR, CONSTRUIR Y OPERAR LAS OBRAS DE RECOLECCION, CONDUCCION, TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO, Y LOS RESPONSABLES DE DESCARGA QUE UTILIZAN EL SERVICIO PAGAN UNA CUOTA AL ORGANISMO ADMINISTRADOR, DE ACUERDO A LA CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS RESIDUALES DESCARGADAS: EL IMPORTE DE ESTAS CUOTAS ES EL JUSTO PARA QUE EL DISTRITO SEA FINANCIERAMENTE AUTOSUFICIENTE.

3.- DISEÑO EJECUTIVO DEL DISTRITO:

LA SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, PROMOTORA DEL PROYECTO, REALIZO LOS TRABAJOS NECESARIOS DE CAMPO Y LABORATORIO PARA DETERMINAR LOS CAUDALES Y CARACTERISTICAS DE LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES DE LA REGION Y PARA LOS DISEÑOS TECNICOS, ADMINISTRATIVOS Y FINANCIEROS DEL SISTEMA.

LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO DE LAS DIVERSAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES, TAMBIEN SIRVIERON DE BASE PARA LA EQUITATIVA DISTRIBUCION DE LOS COSTOS QUE ENFRENTARIA EL SISTEMA, INCLUYENDO AMORTIZACION

DE LAS INVERSIONES, OPERACION, MANTENIMIENTO Y ADMINISTRACION, PARA LO CUAL SE SIGUIO EL SIGUIENTE CRITERIO BASE:

A). COSTOS DE LOS COLECTORES DE AGUAS RESIDUALES DISTRIBUIDOS ENTRE LOS USUARIOS EN FUNCION DE LOS CAUDALES APORTADOS.

B). COSTOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DISTRIBUIDOS ENTRE LOS USUARIOS EN FUNCION DE LOS CAUDALES Y DE LAS MASAS DE CONTAMINANTES APORTADOS.

UNA DESCRIPCION SOMERA DE LAS PARTES QUE INTEGRAN AL DISTRITO SE PRESENTA A CONTINUACION:

4.- RECOLECCION DE AGUAS RESIDUALES:

EN EL SISTEMA DE COLECTORES DE ~~ECCACTV~~ SE CAPTA EL AGUA RESIDUAL DE LAS 77 INDUSTRIAS DEL PARQUE DE CIVAC, 11 DE LAS ZONAS ALDEAÑAS, 5 FRACCIONAMIENTOS Y 3 POBLADOS VECINOS. DE LOS 88 USUARIOS DEL DISTRITO, TAN SOLO 14 DEL SECTOR INDUSTRIAL APORTAN EL 93% DEL VOLUMEN Y APROXIMADAMENTE EL 91% DE LA CARGA CONTAMINANTE RECIBIDA Y FACTURADA Y SON ESTOS 14 USUARIOS LOS QUE APORTAN EL 93% DEL TOTAL DE LAS CUOTAS RECIBIDAS. PREDOMINAN ENTRE ESTAS LAS INDUSTRIAS QUIMICAS DE TIPO ORGANICO Y LAS TEXTILES.

EL SISTEMA DE RECOLECCION DE AGUAS RESIDUALES ESTA CONSTITUIDO POR DOS INTERSIDUALES (INTERCEPTORES DE AGUAS RESIDUALES) DENOMINADOS RIVETEX Y GACHUPINA, CON UNA LONGITUD APROXIMADA DE 3.2 Y 6.5 - KM. RESPECTIVAMENTE, Y SE UNEN A UN EMISOR DE 2.2 KM. QUE CONECTA A LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

LAS AGUAS QUE SE GENERAN EN CIVAC, ANTES DE SER DESCARGADAS AL

RAMAL GACHUPINA, SON COLECTADAS POR UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SEPARADO INSTALADO EN EL MISMO PARQUE INDUSTRIAL, EL CUAL FORMA PARTE DE LAS OBRAS DEL DISTRITO, Y POSEE UNA LONGITUD APROXIMADA DE 3 KM.

EL TRAZO Y VOLUMEN DE CAPTACION DE LOS INTERSIDUALES FUE DISEÑADO CONSIDERANDO LA INTEGRACION FUTURA AL DISTRITO, DE USUARIOS INDUSTRIALES QUE AUN NO SE HAN INSTALADO, PERO QUE EXISTE YA EL PROYECTO DE QUE LO HAGAN A CORTO PLAZO, POR EL ATRACTIVO QUE EL MISMO DISTRITO OFRECE A LA ZONA.

5.- **TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES:**

LAS AGUAS RESIDUALES QUE LLEGAN A TRAVES DEL EMISOR A LA PLANTA DE TRATAMIENTO, SON EN UN 65% DE ORIGEN INDUSTRIAL Y UN 35% DE ORIGEN DOMESTICO, CONSIDERANDO EN ESTAS ULTIMAS LAS APORTACIONES SANITARIAS DE LAS PROPIAS INDUSTRIAS.

LA DIVERSIDAD DE SUSTANCIAS QUE LLEVAN CONSIGO DICHAS AGUAS RESIDUALES, CONDUJO A QUE EN UNA PRIMERA ETAPA SE PENSARA EN EL DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DEL TIPO FISICO-QUIMICO, QUE REPRESENTABA LOS INCONVENIENTES DE REQUERIR UNA ALTA CALIFICACION TECNICA DEL PERSONAL QUE LA OPERARA, POR LO COMPLEJO DEL EQUIPO QUE LA INTEGRA, ASI COMO ALTISIMOS COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO.

UNA ALTERNATIVA MAS ATRACTIVA, DESDE LOS PUNTOS DE VISTA TECNICO Y ECONOMICO, LA CONSTITUYO EL TRATAMIENTO BIOLOGICO, POR LO QUE SE REALIZARON PRUEBAS DE LABORATORIO QUE GARANTIZARAN LA BONDAD DE ESTE TRATAMIENTO, LAS CUALES RESULTARON POSITIVAS.

LA PLANTA DE TRATAMIENTO ES DE LODOS ACTIVADOS TIPO CONVENCIONAL Y ESTA INTEGRADA POR UNIDADES DE PRETRATAMIENTO, TRATAMIENTO

PRIMARIO, TRATAMIENTO SECUNDARIO Y TRATAMIENTO DE LODOS.

LA MISMA SE DISEÑO EN SUS UNIDADES DE PRETATAMIENTO Y TRATAMIENTO PRIMARIO PARA CAPTAR UNA VARIACION EN EL CAUDAL A TRATAR DE 140 A 570 LITROS POR SEGUNDO SIN QUE SE AFECTE LA EFICIENCIA DEL SISTEMA, LA CUAL SE FIJO EN FUNCION DEL USO QUE TIENEN LAS AGUAS TRATADAS QUE ES EN SU TOTALIDAD PARA USO AGRICOLA. LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO SECUNDARIO Y DE LODOS (BIOLOGICOS) FUERON DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS PARA TRATAR UN GASTO DE 200 LTS. POR SEGUNDO.

EL INFLUENTE LLEGA EN PRIMER LUGAR, A UNA ESTRUCTURA DE CRIBADO Y DERIVACION, QUE TIENE COMO FUNCION REMOVER DEL AGUA TODOS AQUELLOS SOLIDOS QUE PUEDEN ENTORPECER EL FUNCIONAMIENTO DEL EQUIPO, ASI COMO DERIVAR EL AGUA DE UNA O MAS UNIDADES CUANDO REQUIEREN LIMPIEZA O MANTENIMIENTO.

DESPUES DEL CRIBADO, EL AGUA PASA A UNOS TANQUES DESARENADORES Y DE AQUI A LOS TANQUES DE SEDIMENTACION PRIMARIA, DONDE SE SEPARA POR GRAVEDAD LA FRACCION SEDIMENTABLE DE LOS SOLIDOS QUE CONTIENEN DICHAS AGUAS (70% MATERIA INORGANICA Y 30% ORGANICA) LOS QUE SE ACUMULAN EN TOLVAS COLOCADAS EN LOS EXTREMOS DE LOS TANQUES POR LA ACCION MECANICA DE RASTRAS DE MADERA. LOS LODOS CRUDOS ASI DEPOSITADOS SE EXTRAEN DE LOS TANQUES POR GRAVEDAD Y CARGA HIDRAULICA Y SE CONDUCCEN AL TANQUE DIGESTOR DE LODOS PARA SU TRATAMIENTO, EL AGUA EFLUENTE DE LOS SEDIMENTADORES PRIMARIOS PASA A LOS TANQUES DE REGULACION, LOS CUALES FUNCIONAN TANTO COMO REGULADORES DE FLUJO, COMO HOMOGENIZADORES DE pH, TEMPERATURA Y CARGA ORGANICA. ADICIONALMENTE LAS RASTRAS DE MADERA DE LOS SEDIMENTADORES PRIMARIOS REMUEVEN LA MATERIA FLOTANTE COMO GRASAS Y ACEITES ETC., LAS QUE

8

SON RECOLECTADAS EN UNAS CANALETAS AL FINAL DE CADA UNIDAD, PARA SER ENVIADAS A UNA CAJA COLECTORA EN DONDE MANUALMENTE SON REMOVIDOS ESTOS MATERIALES.

LAS EFICIENCIAS DE REMOCION DE MATERIA ORGANICA EN ESTAS UNIDADES SON DEL 18% APROXIMADAMENTE, DE UN 70% EN REMOCION DE GRASAS Y ACEITES Y DE UN 45% DE SOLIDOS EN SUSPENSION.

EN CONDICIONES MEDIANAMENTE CONSTANTES DE CALIDAD Y CAUDAL, EL AGUA LLEGA A UN TANQUE DE AERACION MECANICA, DONDE SE LLEVA A CABO LA OXIDACION O DEGRADACION DE LA MATERIA ORGANICA MEDIANTE LA ACCION DE MICROORGANISMOS AEROBIOS QUE SINTETIZAN LOS DIFERENTES COMPUESTOS DE LAS AGUAS RESIDUALES EN DONDE EL 70% ES TRANSFORMADO EN CO_2 Y AGUA Y UN 30% ES LA SINTESIS DE NUEVAS CELULAS, MEJORANDO ASI SU CALIDAD. PRODUCTO DE ESTA ACCION, SE FORMAN PEQUEÑOS FLOCULOS QUE CONTIENEN A LOS MICROORGANISMOS Y A LA MATERIA ESTABILIZADA, QUE SON SEPARADOS POR LA ACCION DE LA GRAVEDAD EN LOS TANQUES DE SEDIMENTACION SECUNDARIA. UNA FRACCION DE LOS LODOS BIOLOGICOS ASI FORMADOS ES RETORNADA A LOS TANQUES DE AERACION PARA MANTENER UNA POBLACION CONSTANTE DE MICROORGANISMOS, TAL QUE SEA CAPAZ DE DEGRADAR O ASIMILAR EL CONTENIDO DE ALIMENTO O MATERIA ORGANICA QUE SE SUMINISTRA; LA FRACCION RESTANTE SE MANDA AL TANQUE DIGESTOR DE LODOS PARA SU TRATAMIENTO. EL AGUA EFLUENTE DE LOS TANQUES CLARIFICADORES ES DESCARGADA A LA BARRANCA DE PUENTE BLANCO, TERMINANDO AQUI SU TRATAMIENTO.

LAS EFICIENCIAS DE REMOCION DE MATERIA ORGANICA MEDIDA COMO DBO (DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO) FLUCTUAN ENTRE EL 70 Y 75% ESPERANDO INCREMENTARLAS HASTA UN 80-82% CON ESTUDIOS DE LABORATORIO

Y OBRAS COMPLEMENTARIAS QUE SE CONTINUAN EFECTUANDO.

LOS LODOS CRUDOS PRIMARIOS ASI COMO LOS BIOLÓGICOS EXCEDENTES DEL SISTEMA, DESPUES DE SER DIGERIDOS AERÓBICAMENTE, SON CONDUCIDOS A UN TANQUE PARA SU PREPARACION Y ACONDICIONAMIENTO PARA DE AQUI DESAGUARLOS EN UN FILTRO PRESA DE DOBLE BANDA BAJO UNA PREVIA FLOCULACION CON PRODUCTOS QUÍMICOS COMO POLIELECTROLITOS O POLÍMEROS.

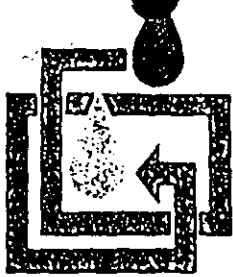
YA DESAGUADO EL LODO Y CONTENIENDO APROXIMADAMENTE UN 22% DE SÓLIDOS, ESTOS SON TRANSPORTADOS EN CAMIONES A UN RELLENO SANITARIO PARA SU DISPOSICION FINAL.

LA EMPRESA CUENTA CON UN LABORATORIO, DONDE SE REALIZAN TODOS LOS ANALISIS DE CARACTERIZACION DEL AGUA RESIDUAL QUE SIRVEN PARA LA OBTENCION DE LOS PARAMETROS DE CONTROL QUE GARANTICEN EL BUEN FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA. IGUALMENTE SE CARACTERIZA LA DESCARGA DE AGUA RESIDUAL DE CADA UNO DE LOS USUARIOS DEL SISTEMA, YA QUE ESTO SIRVE DE BASE PARA ESTABLECER LA CUOTA QUE CADA UNO DE ELLOS DEBE CUBRIR MENSUALMENTE PARA SATISFACER LAS NECESIDADES DE LA EMPRESA, DE TAL MANERA QUE ESTA SEA AUTOFINANCIABLE.

6.- **CONCLUSION:**

LA NUEVA EXPERIENCIA QUE ESTE PRIMER DISTRITO HA REPRESENTADO Y REPRESENTA ACTUALMENTE PARA LA SOLUCION COMUNAL DE PROBLEMAS REGIONALES DE MANEJO DE AGUAS CONTAMINADAS, REDUNDA INDUDABLEMENTE EN BENEFICIOS A NIVEL LOCAL Y HA SERVIDO Y SEGUIRA, CON TODA SEGURIDAD, SIRVIENDO DE EJEMPLO NACIONAL, PUES LA ECONOMIA DE ESCALA -

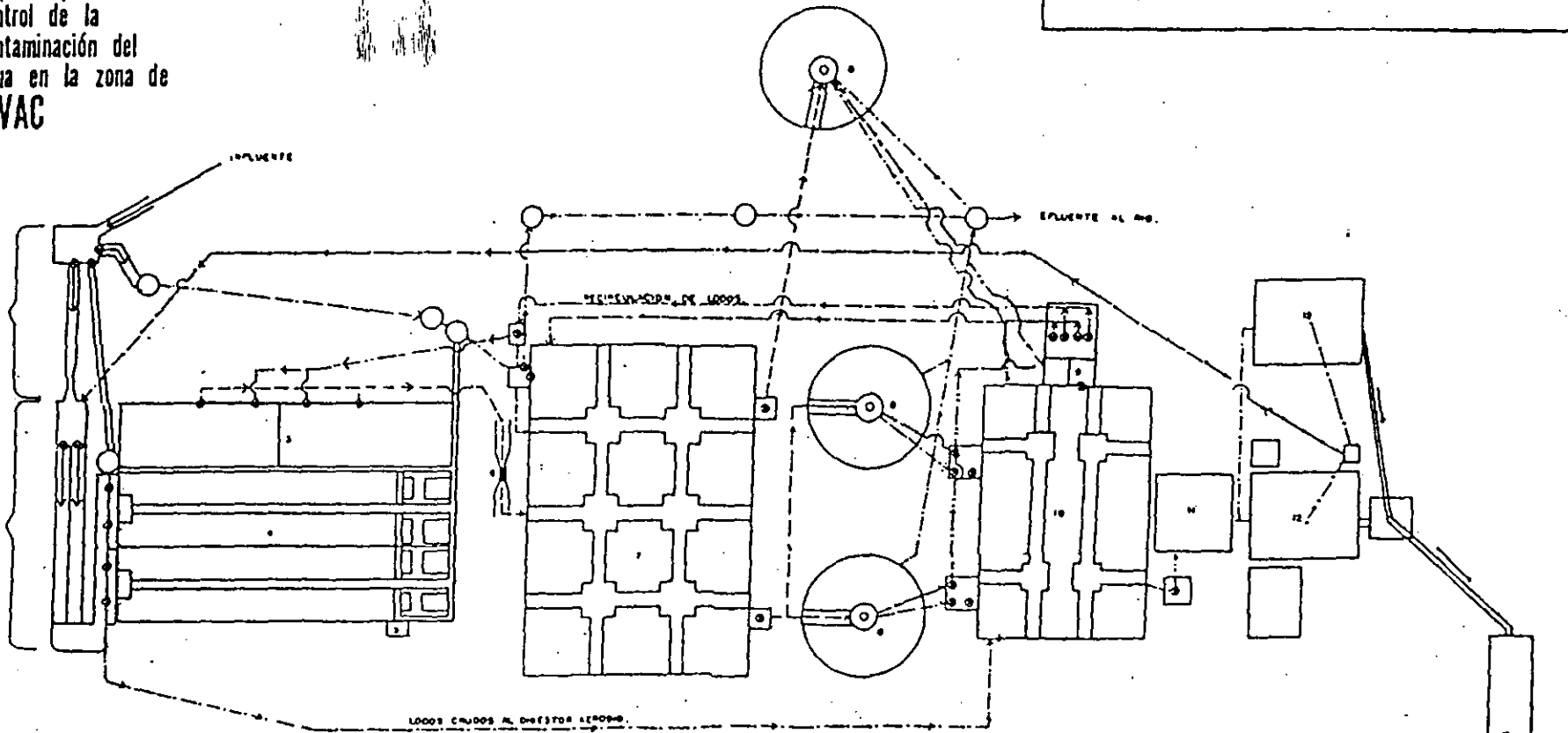
QUE SE LOGRA, LA SIMPLICACION EN LOS SISTEMAS ADMINISTRATIVOS DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO Y EL MEJOR CONTROL EN LAS OPERACIONES - PROPIAS DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO, CONSTITUYEN ATRACTIVOS QUE - HAN SIDO DEBIDAMENTE RECONOCIDOS POR LOS RESPONSABLES DE DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES DE OTRAS REGIONES DEL PAIS.



empresa para el control de la contaminación del agua en la zona de CIVAC

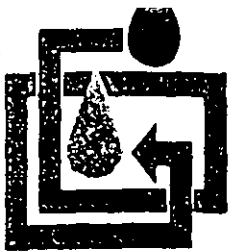
E. C. C. A. C. I. V.

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES DE CIVAC, JIUTEPEC, MORELOS.



- 1- ESTRUCTURA DE LLEGADA, CRIBADO, DESVIACION Y AFORO.
- 2- DESARENADORES.
- 3- TANQUE DE REGULACION DE CAUDAL Y AERACION.
- 4- SEDIMENTADORES PRIMARIOS.
- 5- RECOLECTOR DE MATERIAL FLOTANTE, GRASAS Y ACEITES.
- 6- PARSHALL.
- 7- AERADOR.

- 8- SEDIMENTADORES SECUNDARIOS.
- 9- CARGAMO PARA REDIRCCULACION DE LODOS.
- 10- DIGESTOR AEROBIO.
- 11- TANQUE PARA ACONDICIONAMIENTO DE LODOS.
- 12- FILTRO PRENSA DE DOBLE BANDA.
- 13- HORNO ROTATORIO PARA INCINERACION DE LODOS.
- 14- TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE COMBUSTIBLE.



empresa para el
control de la
contaminación del
agua en la zona de
CIVAC

E C C A C I V

**EMPRESA PARA EL CONTROL DE LA CONTAMINACION
DEL AGUA EN LA ZONA DE CIVAC.**

**ORGANISMO DESCENTRALIZADO DEL GOBIERNO DEL
ESTADO DE MORELOS.**

**TRANSPORTE, VIGILANCIA Y TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES A 90 INDUSTRIAS DE CIVAC
Y ZONA ALEDAÑA.**

FONDOS PARA OPERACION Y MANTENIMIENTO:

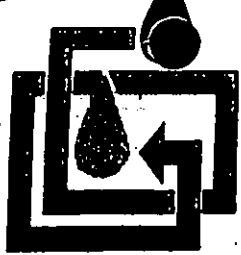
CUOTAS A USUARIOS (INDUSTRIAS)

GIROS DE PRINCIPALES USUARIOS:

**QUIMICA
FARMACEUTICA
METAL MECANICA
TEXTIL**

PARAMETROS DE COBRO:

**VOLUMEN DESCARGADO
DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES
GRASAS Y ACEITES**



empresa para el
control la
contaminación del
agua en la zona de
CIVAC

CONSEJO DE ADMINISTRACION

PUESTO

PRESIDENTE

1er. VOCAL

2do. VOCAL

3. VOCAL

4. VOCAL

5 VOCAL

6 VOCAL

7 VOCAL

8 VOCAL

9 VOCAL

REPRESENTANTE O DESIGNADO POR:

GOBERNADOR DEL ESTADO.

S.A.R.H. (CNA).

GOBIERNO DEL ESTADO.

USUARIOS DEL SISTEMA.

MUNICIPIO DE JUTEPEC.

ASOCIACION DE INDUSTRIALES
DE MORELOS.

PROCIVAC

CANACINTRA MORELOS.

CONGRESO DEL ESTADO.

UNIV. AUTONOMA DE MORELOS

DESCRIPCION DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO A INSTALAR.

El proceso de tratamiento de aguas residuales mediante la Torre Biológica de Bayer, es un sistema biológico aeróbico de lodos activados en su variante de aeración extendida, el cual consiste en un tanque o reactor elevado, donde se lleva a cabo la degradación de la materia orgánica, seguido de un clarificador, en el cual se separa el licor mezclado del agua ya tratada.

Las principales ventajas de este sistema, comparado con los procesos tradicionales de lodos activados, son las siguientes:

- 1.- Requiere de menos área, (aproximadamente 70 % menos).
- 2.- Debido a que el diseño del reactor es de un tanque cerrado, evita la contaminación atmosférica por olores y aerosoles.
- 3.- El volumen de aire es considerablemente menor, por lo que se reduce el escape de compuestos orgánicos volátiles.
- 4.- El bajo volumen de gas puede recolectarse con facilidad y tratarse, en caso de ser necesario.
- 5.- El requerimiento de aire es considerablemente menor que en otros sistemas convencionales.
- 6.- La aeración con los eyectores de Bayer genera burbujas muy finas, lo que incrementa la interfase gas/agua, así como el tiempo de residencia de las burbujas es mayor.
- 7.- El sistema de tratamiento cuenta con una alta tasa específica de transferencia de oxígeno ($\text{Kg O}_2 / \text{m}^3 \text{ de reactor}$), lo que es importante para aguas residuales con altas concentraciones de carga orgánica y variaciones en la misma.
- 8.- Debido a la alta tasa de transferencia de oxígeno el costo de inyección es menor que en sistemas convencionales ($\text{Kg O}_2 / \text{kWh}$).
- 9.- El diseño especial de los eyectores asegura una mezcla completa del reactor, sin la necesidad de usar equipo de agitación o mezcla adicional.

10.- El reactor se construye sobre el piso, lo que facilita la detección de fugas, evitando la contaminación de mantos freáticos.

12.- En caso necesario, la tecnología de Torre Biológica de Bayer, permite una fácil expansión del sistema de tratamiento, aumentando los módulos de aeración o clarificación.

13.- En caso de mantenimiento a una de las torres biológicas, solo la unidad en cuestión queda fuera de operación, lo que representa un mayor margen de operación de la planta de tratamiento.

El sistema de tratamiento mediante la Torre Biológica consiste en una cantidad mínima de unidades de operación y equipo:

- Bomba de alimentación al reactor.
- Reactor (Torre Biológica).
- Sopladores de aire.
- Clarificación sedimentación.

Las unidades más críticas son el reactor y el clarificador, a continuación se presenta una descripción de estas unidades.

REACTOR O TORRE BIOLOGICA.

El reactor es aerado mediante eyectores Bayer, instalados en el fondo del tanque. El sistema es optimizado calculando la cantidad correcta de aire y agua para operar los eyectores. El agua necesaria para operar los eyectores es el agua residual de entrada al sistema, en caso de ser necesario operar los eyectores con una menor cantidad de agua, el sobrante se envía directamente a la Torre Biológica. En caso de requerir una mayor cantidad de agua, que la que llega al sistema, esta se toma de del efluente del reactor.

Los eyectores están colocados en el fondo del tanque o reactor de tal manera que la turbulencia generada hacen una mezcla completa del agua residual con los sólidos del reactor.

El eyector de Bayer es de dos fases; el aspecto principal es que la energía cinética del chorro líquido dispersa con eficacia el flujo de aire en burbujas muy finas. El eyector está hecho de un material plástico especial que no se corroe. Su superficie lisa e

impermeable evita cualquier incrustación. Las boquillas no se obturan y son mecánicamente confiables. La experiencia de operación ha sido positiva.

Los eyectores, colocados en el fondo del tanque, envían los chorros de agua y aire hacia abajo, esto crea una turbulencia tan fuerte, que no permite que se sedimenten sólidos en el fondo del tanque.

Un eyector opera bajo condiciones óptimas cuando la inyección requerida de O_2 (Kg O_2 /h) se logra con un mínimo de poder mecánico (Kw) en los sistemas de liberación de gas y líquido, es decir cuando la inyección específica de O_2 (Kg O_2 /Kwh) se encuentra en su valor máximo. Los sistemas de tratamiento con Torre Biológica están diseñados para una inyección específica elevada de O_2 .

El nivel de O_2 en el reactor se monitorea continuamente para asegurar que la concentración de O_2 se mantenga en niveles óptimos, mediante el control de la velocidad de los sopladores de aire.

El sistema de tratamiento de aguas residuales por Torre Biológica de Bayer se diseña para proporcionar un alto nivel de flexibilidad y seguridad operativa. La tecnología del proceso es muy flexible y el proceso puede tratar el agua residual de composición variante al mismo tiempo que asegura una operación eficiente.

Además de los eyectores, los cuales no requieren de mantenimiento, el reactor o tanque de aeración no tiene piezas mecánicas internas.

SEDIMENTADORES O CLARIFICADORES

El efluente del reactor biológico se envía a un clarificador, donde el lodo biológico se separa del agua tratada. La mayor parte del lodo separado se recircula al reactor, para mantener una concentración adecuada de microorganismos en el proceso. El exceso de lodo se retira del sistema.

Generalmente se utilizan dos tipos de sedimentadores, dependiendo de las características del lodo. Los lodos que se sedimentan se separan en un clarificador por gravedad. Los que tienden a flotar

o no se sedimentan bien, se separan mediante flotación de aire disuelto (DAF). Bayer ha desarrollado diseños para clarificación por gravedad y sistemas DAF y cuenta con experiencia de operación de ambos.

Hay dos categorías de clarificadores por gravedad, usados con el sistema de Torre Biológica.: El Clarificador Cono Dortmund, y el clarificador horizontal o convencional. La selección depende principalmente del área disponible, aunque intervienen otros factores tales como las características del lodo y los costos.

DESCRIPCION Y DIAGRAMA DE FLUJO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO A INSTALAR.

El agua residual, efluente de los tanques de sedimentación primaria (actualmente en operación), se enviará mediante bombeo a dos Torres Biológicas, la alimentación del agua y aire a las Torres será por medio de los eyectores de Bayer.

El efluente del tanque de aeración o licor mezclado pasará a través de un ciclón, esto con el objeto de desgasificar el licor mezclado.

Del equipo desgasificador el licor mezclado pasa a los tanques de clarificación, donde se lleva a cabo la separación por gravedad del agua tratada y lodo, la mayor parte del lodo se recircula a las Torres Biológicas y el desecho se enviará al digestor de lodos aerobio actualmente en operación.

Este proyecto se basa, principalmente, en la construcción de dos reactores o Torres Biológicas, para tratar toda el agua residual bajo esta tecnología. Por otra parte convertir el aerador existente en un tanque de clarificación de cuatro celdas, mediante la adecuación de muros y un sistema de recolección de lodos diseñado especialmente para este fin.

El tanque de aereación, convertido en clarificador operaría en forma paralela con los clarificadores existentes. El ANEXO No. 1 presenta el diagrama de flujo.

PARAMETROS Y VALORES LIMITES ESTABLECIDOS.

PARAMETRO	PARA USUARIOS	(1)*	(2)*
pH	de 6 a 10	de 6 a 9	de 6 a 9
Temperatura °C.	<35	<30	<30
Grasas y Aceites, mg/l.	450	25	50
Conductividad, (µmhos/cm)	3,000	2,200	3,300
Arsénico, mg/l.	0.15	0.1	0.2
Bario, mg/l.	2.0	1.0	2.0
Boro, mg/l.	1.0	0.75	1.5
Cadmio, mg/l.	0.03	0.02	0.04
Cobre, mg/l.	0.30	0.2	0.40
Cromo Hexavalente, mg/l.	0.15	0.1	0.2
Mercurio, mg/l.	0.03	0.02	0.04
Plomo, mg/l.	0.15	0.1	0.2
Selenio, mg/l.	0.03	0.02	0.04
Cianuro, mg/l.	0.03	0.02	0.04
Fenoles, mg/l.	2.0	1.0	2.0
Relación de Absorción de Sodio	8.0	8.0	12.0
Aluminio, mg/l.	7.5	5.0	10.0
Níquel, mg/l.	0.3	0.2	0.4
Zinc, mg/l.	2.0	2.0	4.0
Cloruros, mg/l.	250	250	500
Fierro, mg/l.	2.0	1.5	3.0
Fluoruros, mg/l.	1.5	1.0	2.0
Sulfatos, mg/l.	370	370	550
Coliformes Fecales, NMP/100, ml.	---	10,000	
Materia flotante		Ninguna que pueda ser retenida por malla de 3 mm. de claro libre cuadrado.	
Demanda Bioquímica de Oxígeno, mg/l.	---	60	90
Sólidos Suspendidos Totales, mg/l.	---	50	100

(1) Para el promedio mensual de muestras tomadas en diferentes días.

(2) Para muestras individuales.

* Por SEDUE para ECCACIV.

**COSTOS UNITARIOS DE PARAMETROS DE
COBRO PARA EL AÑO DE 1993.**

VOLUMEN: N\$ 0.58 / M³.

D.Q.O. 0.56 / kg.

S.S.T. 1.85 / kg.

G. y A. 1.87 / kg.

E C C A C I V
COSTOS DE TRATAMIENTO (1993)

- FLUJO ▪ 18,000 METROS CUBICOS / DIA
- 67 % ORIGEN INDUSTRIAL.
- 33 % ORIGEN MUNICIPAL.
- DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO ▪ 1,000 mg/l.
- DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO ▪ 2,500 mg/l.
- SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES ▪ 250 mg/l.

PRESUPUESTO ANUAL (1993) N\$ 5'370,000

- ENERGIA ELECTRICA ▪ 660,000
- MANEJO Y DISPOSICION DE LODO ▪ 1'530,000
- SUELDOS, PRESTACIONES, IMPUESTOS ▪ 1'470,000
- GASTOS DE ADMINISTRACION ▪ 338,000
- OPERACION, LAB. Y MANTENIMIENTO ▪ 440,000
- DEPRECIACION DE EQUIPO ▪ 760,000
- GASTOS DIVERSOS ▪ 172,000

COSTO POR METRO CUBICO TRATADO

N\$ 0.817 NUEVOS PESOS / METRO CUBICO

PRESUPUESTO SIN AMORTIZACIONES DE CREDITOS

NI GASTOS EXTRAORDINARIOS POR NUEVAS
INVERSIONES.

ECCACIV
COSTOS DE TRATAMIENTO

PRESUPUESTO 1993

GASTO CORRIENTE	N\$ 5'370,000
INVERSIONES EXTRAORDINARIAS	N\$ 5'355,000
T O T A L	N\$ 10'725,000

COSTO POR METRO CUBICO.

N\$ 1.632 / M³

SE FACTURAN SOLO 11,926 DE 18,000 M³ RECIBIDOS / DIA.

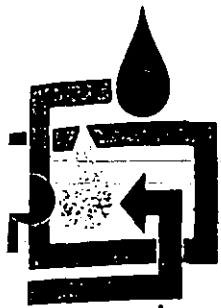
EQUIVALENTE AL 66.25 % DEL AGUA RECIBIDA.

(LA DIFERENCIA SON DESCARGAS MUNICIPALES NO FACTURADAS).

COSTO PROMEDIO PARA USUARIOS:

N\$ 2.462 NUEVOS PESOS / M³

VARIANDO DESDE N\$ 0.80 HASTA N\$ 67.67 POR M³.



Empresa para el
control de la
contaminación del
agua en la zona de
SIVAC

E C C A C I V

EFICIENCIAS ACTUALES DE REMOCION DE CONTAMINANTES

D. B. O. : 68 - 72 %

D. Q. O. : 62 - 68 %

S. S. T. : 60 - 80 %

G. Y A. : 85 %

SISTEMA ESTABILIZACION Y DESHIDRATADO DEL LODO GENERADO EN ECCACIV

ESTABILIZACION:

DIGESTOR DE LODOS

TIPO AEROBIO.

TIEMPO DE RETENCION 5 DIAS

SOLIDOS TOTALES 4 %.

DESHIDRATACION:

FLOCULACION

POLIMERO CATIONICO (ACRILAMIDA)

DOSIS DE 130 A 250 mg/l.

SISTEMA DE FILTRO PRENSA DE DOBLE BANDA (BELT PRESS).

SOLIDOS TOTALES DE 18 A 22 %.

PRODUCCION DE 20 TON/DIA.

OPERACION Y MANTENIMIENTO PARA LA DESHIDRATACION DEL LODO

PERSONAL

1 OPERADOR Y 1 AYUDANTE / TURNO.

COSTO

N\$ 630,000 / AÑO.

E C C A C I V
DISPOSICION ACTUAL DE LODOS (1993)

CARACTERISTICAS DEL RELLENO SANITARIO

UBICACION : TETLAMA, TEMIXCO, MORELOS

SUELO : CALIZO

TIPO DE RELLENO: TRINCHERAS 10 x 150 M.

AREA TOTAL: 7,500 METROS CUADRADOS

MAQUINARIA:

- 1 TRASCAVO
- 1 TRACTOR
- 2 CAMIONES DE VOLTEO

MATERIAL ACONDICIONADOR Y DE CUBIERTA:

TIERRA DE LA MISMA AREA DEL RELLENO

PROPORCION DE MEZCLADO:

2 DE MATERIAL : 1 DE LODO

COSTO DE TRANSPORTE Y DISPOSICION FINAL:

N\$ 900,000 / AÑO

E C C A C I V
COSTOS DE MANEJO Y DISPOSICION DE LODO

1.- POLIMERO (CATIONICO).....	N\$ 468,000
2.- REFACCIONES DE FILTRO PRENSA.....	144,000
3.- MANTENIMIENTO EQUIPO DEL AREA...	12,000
4.- TRANSPORTE Y DISPOSICION FINAL A RELLENO SANITARIO (30 Km).....	900,000
T O T A L A N U A L	N\$ 1'524,000

VOLUMEN DE LODO DISPUESTO EN RELLENO SANITARIO

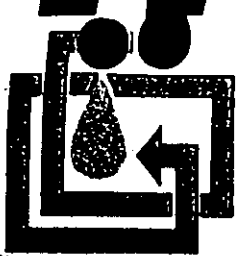
- 18 M³ /DIA. 3,600 KG / DIA.
- 4,680 M³ / AÑO 936,000 KG / AÑO.
- CONCENTRACION DE SOLIDOS 20 %.

DOSIS APROXIMADA DE POLIMERO.

- 130 A 250 mg/l. DE LODO BASE HUMEDA AL 3.5 %
- 3.7 A 7.14 gr/kg DE LODO BASE SECA.

COSTO POR kg. DE LODO (BASE SECA) DISPUESTO EN RELLENO SANITARIO.

N\$ 1.635



empresa para el
control de la
contaminación del
agua en la zona de
CIVAC

E C C A C I V

CARACTERISTICAS DEL INCINERADOR

TIPO

ROTATORIO
A CONTRA CORRIENTE

CAPACIDAD MAXIMA

40 M3 DE LODO/DIA
AL 20 % DE SOLIDOS

CONSUMO DE COMBUSTIBLE, DIESEL

40 L / HORA

TEMPERATURA DE COMBUSTION

1000 GRADOS C.

CENIZAS

3 A 5 %

TIEMPO DE RETENCION

25 A 75 MIN.

PERSONAL REQUERIDO PARA
OPERACION POR TURNO

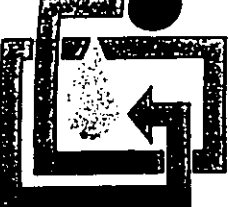
1 OPERADOR
1 AYUDANTE

COSTO DE TRATAMIENTO

\$ 500 MILLONES/AÑO

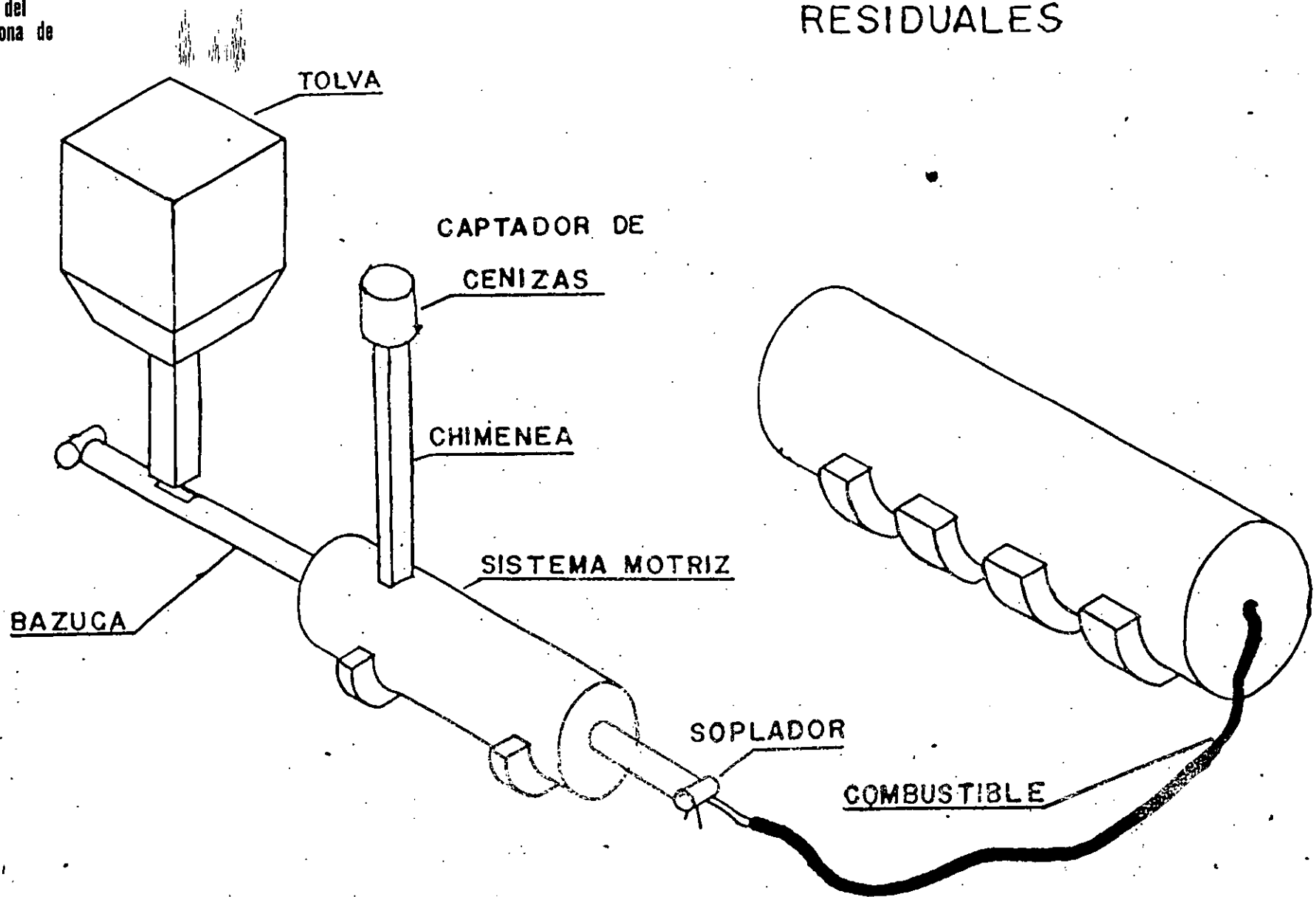
CONTROL DE EMISIONES

EN ESTUDIO



empresa para el control de la contaminación del agua en la zona de CIVAC

SISTEMA DE INCINERACION DE LODOS RESIDUALES



32



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSO SOBRE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES, INDUSTRIALES
Y REUSO**

TEMA 11 : DISCOS BIOLOGICOS (1)

- (1) Por ingeniero Edmundo Izurieta R., profesor de la Sección de Ingeniería Ambiental. Division de Estudios de Posgrado FACULTAD DE Ingeniería. UNAM.

DISCOS BIOLÓGICOS

Los discos biológicos o biodiscos constituyen un tratamiento secundario (biológico) de las aguas residuales municipales e industriales.

Es un proceso eficiente que no tiene complejidad mecánica en la operación y mantenimiento de las unidades.

Están constituidos de una serie de discos, cercanos entre si, que tienen un diámetro de 3.0 a 3.6 m. (10 a 12 pies), montados sobre un eje que tiene una longitud de 7.6 m. (25 pies).

Cuarenta por ciento de la superficie de los discos está sumergida en las aguas residuales, para poder constituir una película biológica fija de 1 a 4 mm. de espesor. Los discos están accionados por un motor y giran a una velocidad de 1 a 2 RPM.

El material que constituye el disco es polietileno de alta densidad con una superficie específica de 121 m² / m³ (37 pies cuadrados/pie cúbico). Discos de 3.6 m. de diámetros montados en un eje de 7.6 m. tienen una superficie de 9,290 metros cuadrados (100,000 pies cuadrados).

El reactor biológico de los biodiscos puede ser aplicable al tratamiento de aguas residuales con gastos de 44 l/s (1 MGD) hasta 100 MGD. El proceso tiene la ventaja que no requiere reciclo.

La biomasa que se adhiere al disco es de aspecto cienagoso , que al desprenderse tiene excelentes condiciones para su separación en el sedimentador secundario del tratamiento. La película biológica tiene un contenido de 2,500 a 10,000 mg/l del sistema de tratamiento mexicano (lodos activados).

En México la aplicación de los discos biológicos para el tratamiento de las aguas residuales es muy restringida, las pocas unidades existentes son, más, a título experimental.

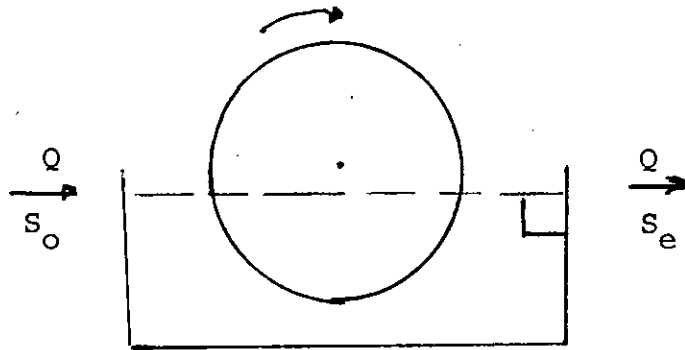
En instalaciones grandes el tratamiento puede dividirse en etapas , dos, tres o cuatro, debiendo considerarse para el dimensionamiento del reactor cuatro factores importantes: a) velocidad de rotación, b) número de etapas, c) período de retención y d) temperatura.

Los biodiscos , por intermedio de la película biológica, ope-

ran en forma similar a los filtros percoladores.

Relaciones biológicas para el diseño de los filtros

A continuación efectuaremos una síntesis de las principales relaciones biológicas que deben tomarse en cuenta para el dimensionamiento de estos reactores rotativos.



TASA DE CAMBIO DEL SUBSTRATO EN EL REACTOR , = TASA A LA QUE EL SUBSTRATO ENTRA EN EL REACTOR - TASA A LA QUE EL SUBSTRATO DESAPARECE DEL REACTOR

Expresando la igualdad en forma matemática tenemos:

$$\left(\frac{ds}{dt}\right) v = Q S_o - \left[\left(\frac{ds}{dt}\right)_{uA} V_A + \left(\frac{ds}{dt}\right)_{uS} V_S + Q S_e \right]$$

$\left(\frac{ds}{dt}\right)_{uA}$ = tasa de utilización del substrato para el crecimiento biológico adherido (unidad de volumen).

$\left(\frac{ds}{dt}\right)_{uS}$ = tasa de utilización del substrato para el crecimiento biológico suspendido (unidad de volumen)

V_A = volumen del crecimiento biológico adherido a los biodiscos

V_S = volumen del líquido en el reactor.

S_o = concentración del substrato en el influente (mg/l)

S_e = concentración del substrato en el efluente (mg/l)

Recordemos algunos aspectos generales para el crecimiento de la biomasa.

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_g = u x \quad (1)$$

$$\frac{\left(\frac{dx}{dt} \right)_g}{x} = u \quad (2)$$

La ecuación (1) expresa la derivada del crecimiento de la biomasa (masa, volumen, tiempo).

La ecuación (2) expresa que el crecimiento específico de biomasa (tasa) en un tiempo determinado es una constante denominada (u).

El crecimiento de la biomasa , limitado por la disponibilidad del nutriente (substrato), está dado por la ecuación de Monod, cuya expresión matemática es la siguiente:

$$u = u_m \frac{S}{K_s + S} \quad (3)$$

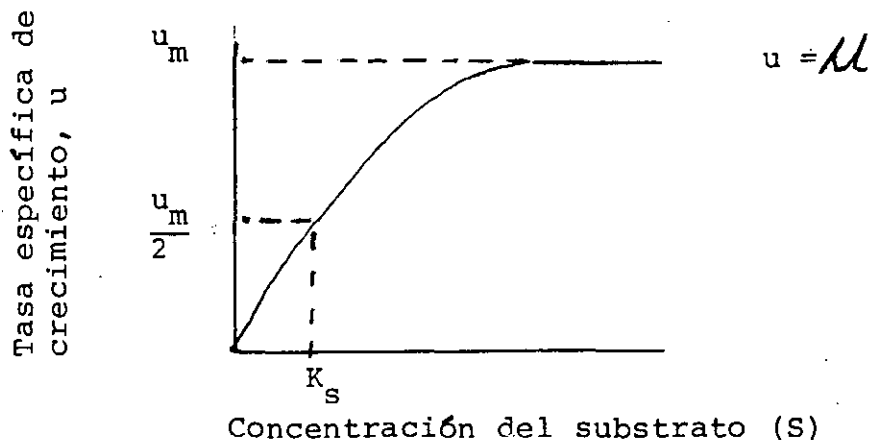
u = tasa específica de crecimiento (tiempo⁻¹)

u_m = máximo valor de u en la saturación del substrato (tiempo⁻¹)

S = concentración del substrato (masa/volumen).

K_s = constante numérica de concentración del substrato cuando $u = u_m / 2$ (masa/volumen).

La representación gráfica de la ecuación (3) es la que sigue.



Recordemos, además que la producción del crecimiento biológico (Y) se puede definir por medio de la ecuación:

$$\frac{dx}{ds} = Y \quad (4)$$

En la que la derivada del incremento de la biomasa (dx) resulta de la utilización del incremento del sustrato (ds).

En el biodisco hay dos crecimientos biológicos, uno adherido al disco (Y_A) y otro en suspensión en el tanque (Y_S); por lo mismo las expresiones matemáticas son:

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_g = Y_T \left(\frac{ds}{dt} \right)_u \quad (5)$$

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_{Ag} = Y_A \left(\frac{ds}{dt} \right)_{uA} \quad (6)$$

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_{Sg} = Y_S \left(\frac{ds}{dt} \right)_{uS} \quad (7)$$

En las ecuaciones (6) y (7) tienen el significado que se indica a continuación:

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_{Ag} = \text{tasa de crecimiento de la biomasa adherida (M/V).}$$

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_{Sg} = \text{tasa absoluta de crecimiento de la biomasa en suspensión (M/V).}$$

$$Y_A = \text{coeficiente teórico de producción de la biomasa adherida.}$$

$$Y_S = \text{coeficiente teórico de producción de la biomasa en suspensión.}$$

Dividiendo las ecuaciones (6) y (7) para Y_A y Y_S obtenemos:

$$\left(\frac{dx/dt}{Y_A} \right)_{Ag} = \left(\frac{ds}{dt} \right)_{uA} \quad (8)$$

$$\left(\frac{dx/dt}{Y_S} \right)_{Sg} = \left(\frac{ds}{dt} \right)_{uS} \quad (9)$$

Multiplicando el primer miembro de las dos ecuaciones anteriores por X_f / X_f y X_S / X_S , respectivamente, se obtiene:

$$\frac{\left(\frac{dx/dt}{X_f} \right)_{Ag} X_f}{Y_A} = \frac{u_A X_f}{Y_A} = \left(\frac{ds}{dt} \right)_{uA} \quad (10)$$

$$\frac{\left(\frac{dx/dt}{X_f} \right)_{Sg} X_S}{Y_S} = \frac{u_S X_S}{Y_S} = \left(\frac{ds}{dt} \right)_{uS} \quad (11)$$

En las dos ecuaciones (10) y (11) los términos X_f , X_S , u_A y u_S tiene los siguientes significados:

X_f = biomasa activa por unidad de volumen del crecimiento adherido.

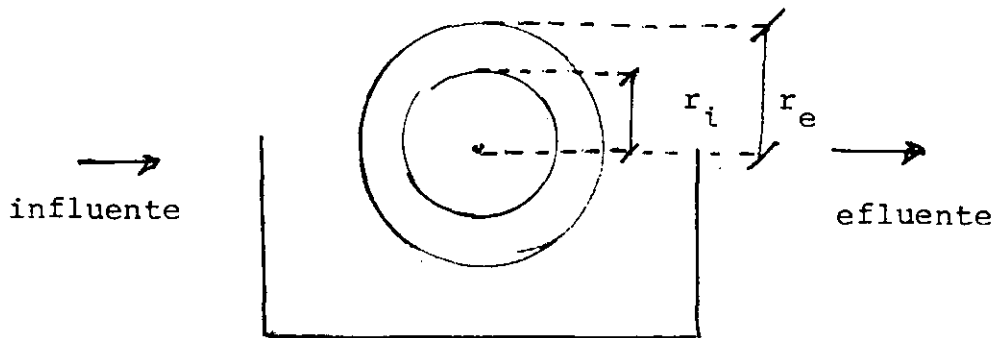
X_S = biomasa activa por unidad de volumen del crecimiento en suspensión.

u_A, u_S = tasas de crecimiento específico de las biombras adherida y en suspensión ($1/T$).

Sustituyendo estos valores en la ecuación de balance indicada en la página 5 se obtiene la ecuación siguiente :

$$\left(\frac{ds}{dt} \right) V = Q S_o - \left(Q S_e + \frac{u_A X_f}{Y_A} V_A + \frac{u_S X_S}{Y_S} V_S \right) \quad (12)$$

Sustituyendo en la ecuación anterior el volumen de la película biológica adherida en base a área de la superficie mojada, al espesor de la película y al número de discos. Además, si el sistema está en equilibrio el primer miembro de la ecuación es cero.



En el esquema anterior llamando:

d = espesor de la película

N = número de discos

r_e = radio externo del disco

r_i = radio interno del disco

A = área mojada del disco ($A = 2N\pi (r_e^2 - r_i^2)$)

La ecuación (12) se transforma en:

$$0 = Q S_o - Q S_e - \frac{u_A}{Y_A} X_f d 2\pi N (r_e^2 - r_i^2) - \frac{u_S}{Y_S} X_S V \quad (13)$$

V = volumen del líquido en el reactor

Sustituyendo el valor de u (tasa de crecimiento de la biomasa), dado por la ecuación (3)

$$u = u_m \frac{S}{K_S + S}$$

$$0 = QS_o - QS_e - \frac{(u_m)_A}{Y_A} X_f d 2\pi N (r_e^2 - r_i^2) \frac{S_e}{K_S + S_e} - \frac{(u_m)_S}{Y_S} X_S V \frac{S_e}{K_S + S_e} \quad (14)$$

Como el reactor opera un período de retención relativamente corto, podemos hacer cero el cuarto término del segundo miembro (biomasa en suspensión), simplificándose la ecuación a:

$$Q (S_o - S_e) = 2 \frac{(u_m)_A}{Y_A} N \pi d X_f (r_e^2 - r_i^2) \frac{S_e}{K_s + S_e} \quad (15)$$

Llamando P al crecimiento biológico en el disco, su valor está dado por la ecuación:

$$P = \frac{(u_m)_A}{Y_A} X_f d \quad (16)$$

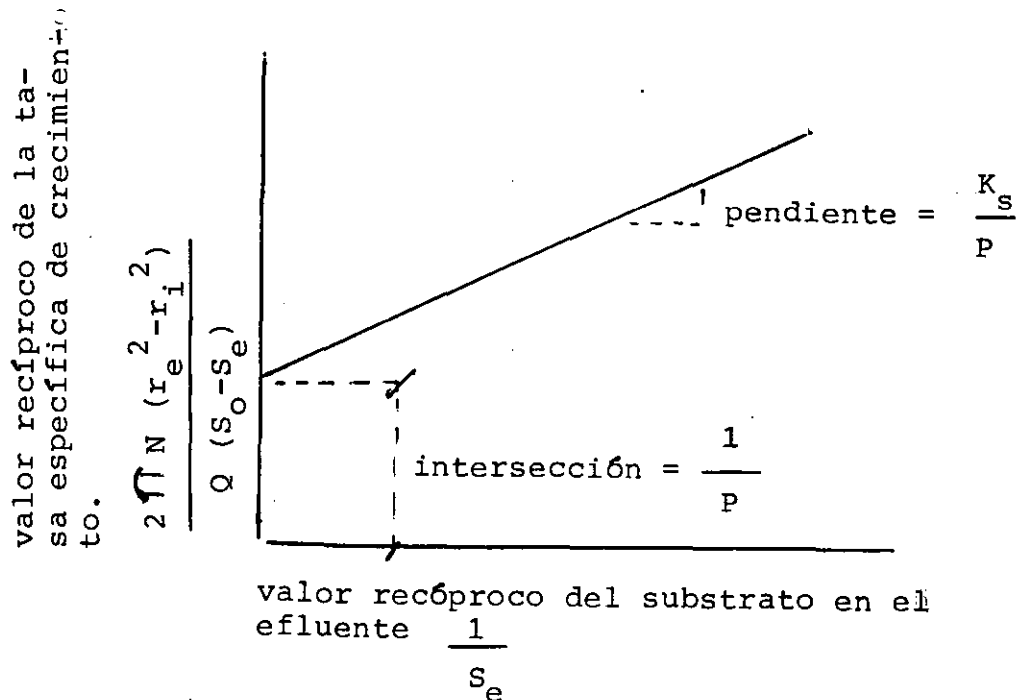
Reemplazando este valor en la ecuación (15) obtenemos en forma simplificada:

$$Q (S_o - S_e) = 2 \pi N P (r_e^2 - r_i^2) \frac{S_e}{K_s + S_e} \quad (17)$$

Ordenando los términos:

$$\frac{2 \pi N (r_e^2 - r_i^2)}{Q (S_o - S_e)} = \frac{1}{P} + \frac{K_s}{P S_e} \quad (18)$$

Los valores de P y de K_s se determinan en laboratorio o en una planta piloto. Los valores se representan en ejes coordenados. En el eje vertical el valor recíproco de la tasa específica de crecimiento y en el eje horizontal la recíproca del sustrato del efluente.



En el caso que el tratamiento esté constituido por varias etapas, la operación se efectúa en serie y:

$$U_T = U_1 + U_2 + \dots + U_{n-1} + U_n$$

$U_T = Q (S_0 - S_{e_n})$, siendo S_{e_n} la concentración del substrato en el reactor n .

Por lo mismo, la ecuación (17) se transforma en:

$$Q (S_0 - S_{e_n}) = 2\pi r N P (r_e^2 - r_i^2) \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{K_s + S_i}$$

Aplicaciones

El tratamiento de las aguas municipales, mediante el empleo de los biodiscos, se efectúa operando el reactor a una velocidad de 18 m/min. (60 pies/min.). El volumen del recipiente es aproximadamente de 0.0049 m³/m² (0.12 gal./pie cuad.) y una carga hidráulica de 0.041 m³/m²/día (1.0 gal./ día/pie cuad.), o, más; obteniéndose un efluente que podría tener una DBO₅ = 8 mg./l, SS = 10 mg/l y un 90% de nitrificación. Logicamente, la calidad del efluente dependerá de las características de las aguas residuales y de los factores mencionados en la página 1.

En la tabla adjunta se indica los resultados obtenidos, mediante el empleo de biodiscos, en el tratamiento de las aguas municipales de tres ciudades norteamericana, información que fue tomada del trabajo " Field experience with rotating biological contactors ", indicado en la referencia 3 de la bibliografía.

Es importante considerar la influencia de la temperatura en la operación y resultados de los biodiscos, en el gráfico adjunto se muestra las variaciones que tiene la reboción de la DBO a diferentes temperaturas y cargas hidráulicas.

1. " Principles of Water Quality Management"
W.Wesley Eckenfelder, Jr
Copyright 1980 CBI Publishing Company, Inc.
2. " Biological Process Design for Wastewater Treatment "
Larry D. Benefield
Clifford W. Randall
1980 Prentice-Hall, Inc.
3. " Field Experience with Rotating Biological Contactors "
Ronald L. Antonie
Robert J. Hynek

Resented to the Mexican Society of Sanitary Engineers
1982
4. " Water Supply and Pollution Control "
John W. Clark
Warren Veissman, Jr.
Mark J. Hammer
Harper and Row , Publishers.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

*TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS*

*PROCESO DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO CON
MICROORGANISMOS EN SUSPENSIÓN*

PALACIO DE MINERIA

PROCESOS DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO CON MICROORGANISMOS EN SUSPENSIÓN.

DR. VICENTE JONGUITUD FALCON

1. INTRODUCCION.

Los procesos de tratamiento biológico, en función de las condiciones bajo las cuales se estabiliza la materia orgánica, pueden dividirse en tres categorías: aerobios, anaerobios y lagunas de estabilización. Es obvio que como en cualquier clasificación, existen procesos que no pueden ubicarse totalmente en alguna de las clases, sin embargo, en general todos los procesos de tratamiento de desechos líquidos, en especial los que han sobrepasado la etapa experimental, pueden considerarse básicamente en uno de los grupos. El término facultativo se ha excluido conscientemente ya que realmente la estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo, aún dentro de un proceso considerado facultativo, en forma aerobia o anaerobia, identificándose los principios bioquímicos del metabolismo. Es conveniente observar, que aún procesos considerados aerobios como el caso de los filtros biológicos, la presencia de condiciones anaerobias pudieran causar confusión al tratar de clasificarlos como facultativos. La tercer categoría en esta clasificación comprende el tratamiento por lagunas de estabilización y trata de corresponder a los sistemas en donde una porción importante de la energía utilizada en el tratamiento de la materia orgánica proviene de la luz a través de la fotosíntesis. Esta división arbitraria de los procesos de tratamiento biológico se presenta esquemáticamente en la Fig. 1.

En la Tabla 1 se presentan los sistemas de tratamiento biológico más comúnmente utilizados en la actualidad. Para algunos de estos procesos se utiliza más de un nombre y es la razón por la cual aparentemente se omite alguno.

En la tabla 2 se presentan los sistemas de tratamiento biológico utilizados en la estabilización de materia orgánica en forma suspendida como la contenida en los lodos de desechos de los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales.

Proceso Aerobio	Microorganismo en suspensión
	Microorganismos adheridos a un medio fijo
	Combinación
Proceso Anaerobio	Microorganismos en suspensión
	Microorganismos adheridos a un medio fijo.
	Sistemas estratificados.
	Combinación

Lagunas de Estabilización.

FIGURA. 1. PROCESOS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO.

Tabla 1. SISTEMAS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

1) SISTEMAS AEROBIOS.

a) Microorganismos en suspensión.

Lodos Activados - **Proceso convencional.**
 Completamente mezclado.
 Aereación por etapas
 Estabilización por contacto
 Aereación extendida
 Zanjas de oxidación
 Aeración de acuerdo con demanda
 Oxígeno puro
 Carrousel
 Kraus

Lagunas Aereadas.

b) Microorganismos Adheridos a un medio fijo.

Filtros rociadores- Alta tasa
 Baja tasa

Biodiscos.

c) Combinación

Medio granular fluidizado
Torres de madera resistente
Lodos activados con medio fijo

2) SISTEMAS ANAEROBIOS.

a) Microorganismos en suspensión.

- Tratamiento por contacto anaerobio
- Lecho fluidizado

b) Microorganismos adheridos a un medio

- Filtro anaerobio

c) Combinación

- Medio granular fluidizado.

Tabla 2 SISTEMAS BIOLÓGICOS DE ESTABILIZACIÓN DE LODOS.

1. SISTEMAS AEROBIOS.

Digestión aerobia

Aire
Oxígeno puro
Autocalentada
Proceso continuo
Proceso intermitente

2. SISTEMAS ANAEROBIOS.

Digestión anaerobia

- Convencional
- Alta eficiencia
- Alta eficiencia con separación de sólidos
- Dos etapas con recirculación de sólidos.

Los procesos de tratamiento aerobios son aquellos en los cuales los microorganismos realizan su actividad en un medio ambiente que contiene oxígeno disuelto, el cual es utilizado en las reacciones metabólicas. El metabolismo (catabolismo) es el proceso bioquímico (series de reacciones de oxidación y reducción) que llevan a cabo los organismos vivientes para producir energía la cual es utilizada posteriormente en síntesis (anabolismo), movimiento, respiración y en general para sobrevivir.

En el metabolismo heterótrofo, que es el que tiene lugar en la generalidad de los procesos de tratamiento aerobio, la materia orgánica es el sustrato utilizado como fuente de energía y como fuente de nutrientes para sintetizar protoplasma biológico. Sin embargo, la mayor parte de la materia orgánica presente en las aguas residuales se encuentra en forma de grandes moléculas complejas que no pueden metabolizar las sustancias de alto peso molecular, debe de ser capaz de hidrolizar los complejos orgánicos a fracciones simples que puedan asimilarse dentro de la célula. Por lo tanto, la primera reacción bioquímica es la hidrólisis de carbohidratos complejos a unidades solubles de azúcares, de proteínas a aminoácidos y de grasas insolubles a ácidos grasos. Bajo condiciones aerobias, los compuestos orgánicos solubles son transformados (oxidados) a bióxido de carbono y agua de acuerdo con la siguiente reacción:

Materia orgánica + O₂ ----> CO₂ + H₂O + energía

De esta forma los compuestos orgánicos complejos son procesados para obtener productos finales estables que puedan ser retornados al medio ambiente sin peligro.

Microorganismos en suspensión.

En los procesos de tratamiento con microorganismos en suspensión, la agitación permite un mejor y mas continuo contacto entre los organismos encargados de la estabilización y la materia por estabilizar, permitiendo un procesos mas rápido y más eficiente. Si para incrementar la eficiencia, y para ayudar a la hidrólisis de compuestos complejos el sistema se trata de mantener bajo condiciones aerobias, la agitación, aparte de promover el contacto comida-microorganismo, permite la transferencia de oxígeno para ser utilizado en el proceso metabólico. En caso contrario, la agitación solo promueve la oportunidad de contacto entre microorganismos y comida, y se ha observado que ayuda a los procesos de hidrólisis.

Lodos activados.

Los procesos de lodos activados se utilizan tanto para tratamiento secundario como tratamiento completo de las aguas residuales sin sedimentación primaria. En estos procesos los desechos líquidos son alimentados continuamente a un tanque aereado, donde los microorganismos metabolizan y biológicamente flocculan los compuestos orgánicos. Los microorganismos (lodos activados) son sedimentados bajo condiciones estáticas en el sedimentador secundario y retornados al tanque de aeración. El sobrenadante clarificado del sedimentador secundario es el efluente del sistema.

Al contenido del tanque de aeración se le denomina licor mezclado y contiene primordialmente microorganismos en suspensión, parte de los cuales son desechados del sistema parcialmente estabilizados después de periodos variables sujetos a respiración endógena. El tiempo que la masa biológica debe de permanecer en el sistema (tiempo de retención celular) depende de varios factores como el nivel de eficiencia deseado, la estabilización requerida de la materia orgánica y a consideraciones relacionadas con la cinética de crecimiento.

En el proceso de lodos activados, la bacteria es el microorganismo de mayor importancia ya que esta es responsable de la descomposición de la materia orgánica en el influente. En general las bacterias en el proceso son gram-negativo e incluyen miembros de los géneros Pseudomonas, Zooglea, Achromobacter, Flavobacrium, Nocardia, Bdellovibrio, Mycobacterium y las bacterias nitrificantes Nitrosomonas y Nitrobacter. Adicionalmente, varias formas filamentosas tales como Sphaerotilus, Beggiatoa, Thiobacillus, Lecicithrix y Geotrichum pueden también estar presentes. Mientras que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan la materia orgánica, las actividades metabólicas de otros organismos son también importantes en el proceso de tratamiento. Por ejemplo, los protozoarios y los rotíferos actúan como pulidores del efluente del sistema. Los protozoarios consumen las bacterias dispersas que no se han floculado y los rotíferos consumen las partículas orgánicas pequeñas que no se han sedimentado.

Además de que lo importante dentro del proceso es que las bacterias consuman la materia orgánica tan rápido como sea posible, es así mismo importante que ellas se agrupen en un flóculo adecuado que pueda sedimentarse fácilmente. Se ha observado que a medida que el tiempo de residencia celular (t_s) se incrementa, la carga superficial de los microorganismos se reduce, y estos comienzan a producir la cápsula que provoca su agrupamiento incrementado su sedimentabilidad. La presencia de los polímeros que forman la cápsula, promueve la formación de flóculos y se ha encontrado que para aguas residuales domésticas, tiempos de residencia celular del orden 3 o 4 días son adecuados.

Mayores tiempos de retención celular que pueden oscilar entre 15 y 20 días son utilizados para generar lodos de desecho prácticamente estabilizados, sin embargo se ha observado que a medida que se incrementa el tiempo de retención celular se incrementa de igual forma el índice volumétrico de lodos como se muestra en la fig. 2, provocando problemas de sedimentabilidad que se refleja en la recirculación de lodos al tanque de aereación.

Estas particularidades del comportamiento de cultivos biológicos y el principal aspecto ingenieril de reducir al máximo los costos de inversión, operación y mantenimiento de los sistemas han generado una gran variedad de modificaciones pero basadas todas ellas en los conceptos fundamentales del tratamiento biológico con microorganismos suspendidos que el de transformar la materia orgánica soluble o coloidal a sólidos suspendidos (microorganismos para poder separarlos posteriormente mediante sedimentación; y lograr la estabilización de la materia orgánica mediante su subsecuente utilización por los microorganismos hasta obtener material inerte.

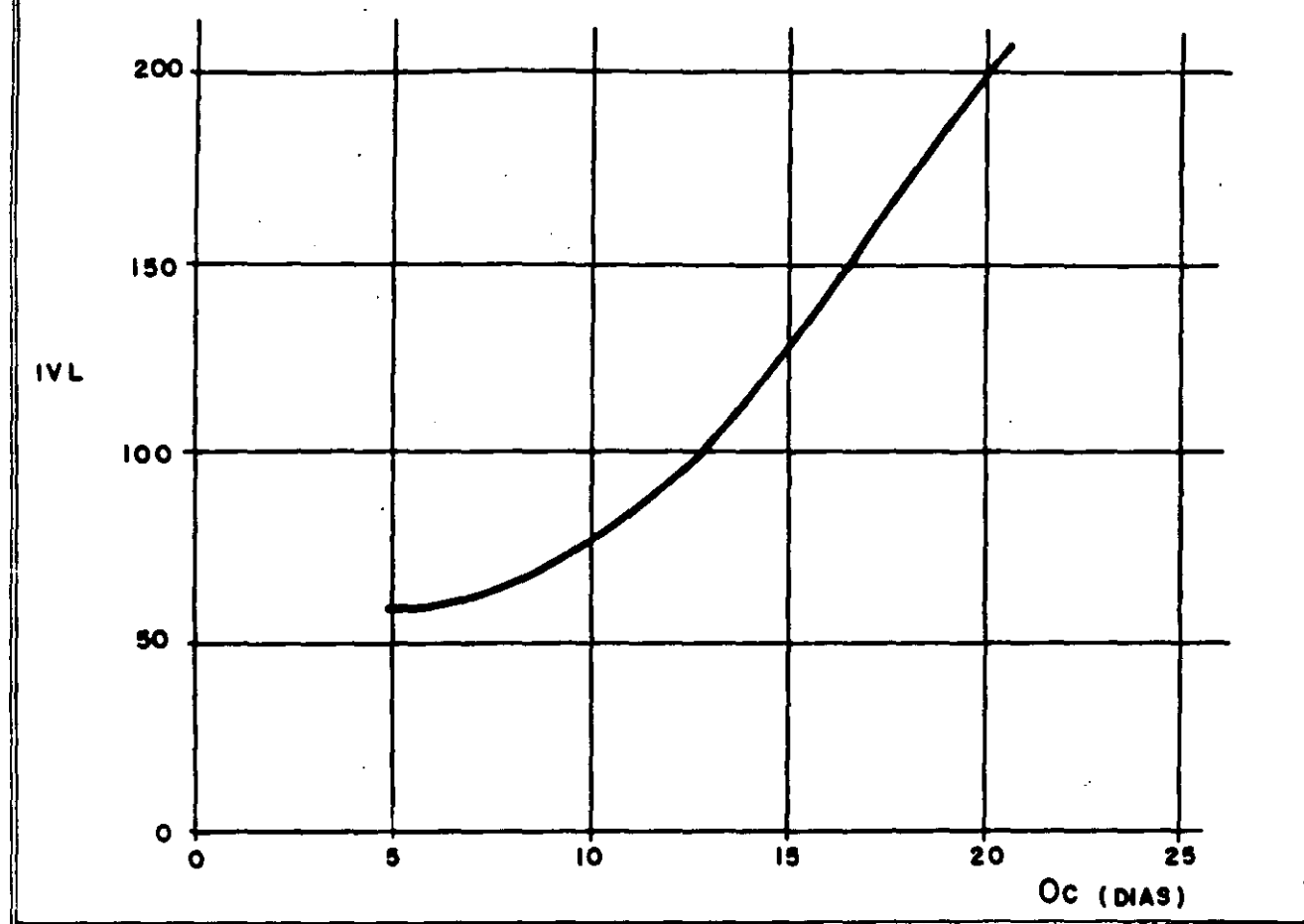


FIG-2 TIEMPO DE RETENCION CELULAR CONTRA INDICE VOLUMETRICO DE LODOS.

Las variantes de los procesos obedecen a problemáticas operativas y a la tendencia a optimizar las condiciones energéticas; sin embargo existen procesos que obedecen a modificaciones tendientes a crear una patente y genere mejores retribuciones económicas. De esta forma sería muy difícil analizar cada una de ellas aunque es conveniente establecer las condiciones básicas de algunas de estas opciones que permitan su selección en casos específicos.

Lodos activados sistema convencional

Denominado convencional por ser el esquema originalmente desarrollado para tratamiento de aguas residuales, este proceso que en forma esquemática se muestra en la fig. 3, está integrado por un reactor biológico de flujo pistón considerando mezcla completa en el sentido transversal al flujo y prácticamente sin mezcla en el sentido longitudinal. Teniendo al metabolismo biológico como una reacción de primer orden se ha podido demostrar matemáticamente que resulta de mayor eficiencia el flujo pistón que un reactor de mezcla completa lo que motivo su aprovechamiento durante muchos años. Cabe destacar que en esta etapa se recurre en forma común a la aereación por medio de difusores que resultan adecuados para conservar el flujo pistón, sin embargo el empleo de aereadores mecánicos de superficie disminuye las posibilidades de conservar este comportamiento hidráulico.

Aunque muy eficiente al sistema convencional se le identifica dos problemas fundamentales el primero relacionado con la demanda de oxígeno a lo largo del tanque como se muestra en la fig. 4 donde se observa que las mayores demandas se presentan al inicio del tanque de aereación disminuyendo sensiblemente hacia el final cuando se alcanzan las mínimas concentraciones de comida remanente. Esto ocasiona en algunos casos el agotamiento del oxígeno disuelto en parte de los tanques y un desperdicio de energía al final de los mismos. Esta situación da origen al sistema denominado aereación por etapas.

El segundo problema que se identifica en sistemas de tratamiento para el manejo de aguas residuales es en comunidades con influencia industrial; ya que concentraciones de elementos tóxicos entran en contacto con un pequeño volumen de licor mezclado resultando en muchas ocasiones niveles suficientemente altos para provocar la muerte de los microorganismos. En respuesta a esta situación se desarrolló el proceso completamente mezclado.

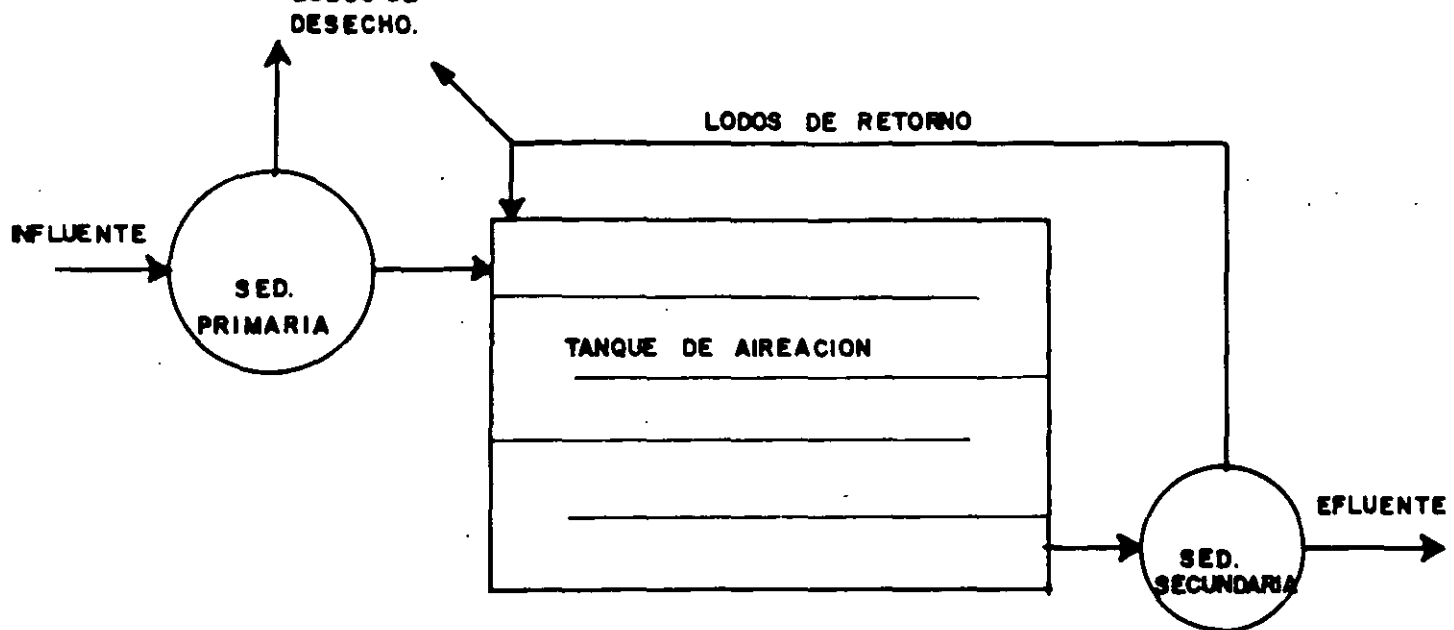


FIG.-3 SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL.

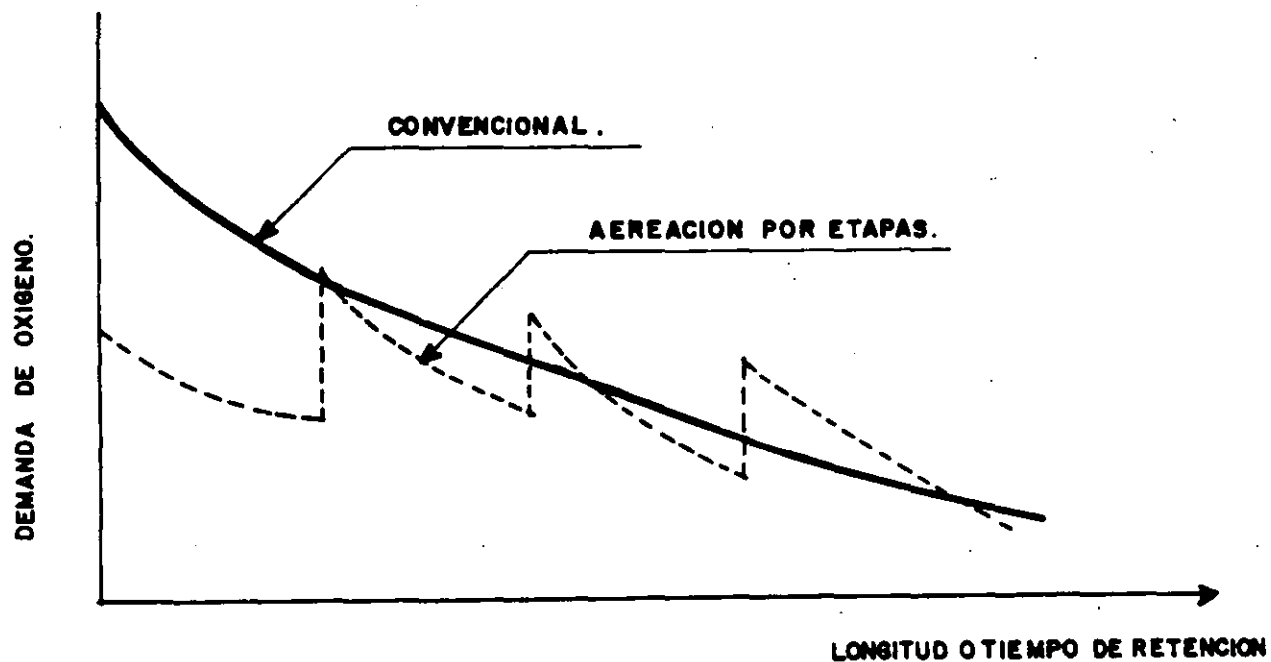


FIG.-4 DEMANDA DE OXIGENO EN EL PROCESO DE LODOS.

Los criterios de diseño para el sistema convencional pueden quedar resumidos como sigue:

- Sedimentador primario con un tiempo de retención entre 2.5 y 3 horas y carga hidráulica alta entre 35 y 40 m²/m³/día. En algunos casos con aguas residuales de origen doméstico o aguas industriales con bajos contenidos de sólidos suspendidos es posible eliminar la sedimentación primaria.

- El tanque de aereación se diseña normalmente con tiempos de retención de 3 a 6 horas dependiendo de la concentración inicial de la materia orgánica y de la eficiencia deseada, aunque se puede tener mayores tiempos de aereación.

- El sistema de aereación es normalmente mediante difusores en forma similar a como se muestra en la fig. 5.

- Las dimensiones del tanque dependen primordialmente de las características del sistema de aereación.

- El tiempo de retención celular se establece entre 3 a 7 días por lo que es necesario una estabilización posterior de los lodos de desecho.

- El sedimentador secundario se diseña con una tasa máxima de 30 a 35 m³/m²/día. Las características de los lodos secundarios normalmente no permiten concentraciones en la recirculación superiores a los 15,00 mg/lt, por lo que es muy poco frecuente operar reactores con una concentración de sólidos suspendidos de licor mezclado superior a los 8,000 a 9,000 mg/lt.

- La eficiencia de la planta normalmente esta asociada a las condiciones de operación las cuales sólo pueden controlarse a nivel de la recirculación por lo que es conveniente establecer un sistema que permita la variación del flujo entre .5 y 1.5 veces el gasto de entrada.

Cabe destacar que los modelos matemáticos desarrollados para evaluar la tratabilidad de la materia orgánica contenida en las aguas residuales están basados en el comportamiento de reactores completamente mezclados, lo que implica que aplicar resultados al diseño de tanques en flujo pistón generará en general mejores respuestas.

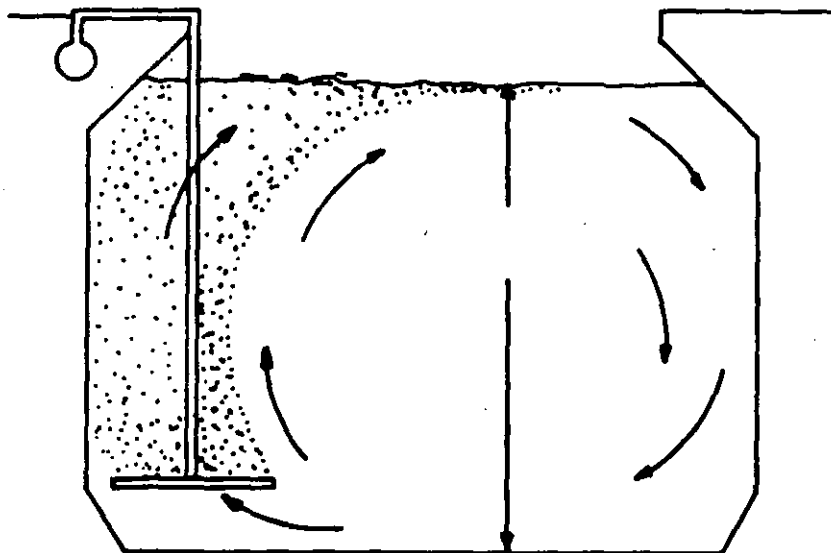


FIG.-5 CORTE TRANSVERSAL DEL REACTOR BIOLÓGICO EN UN PROCESO DE LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL.

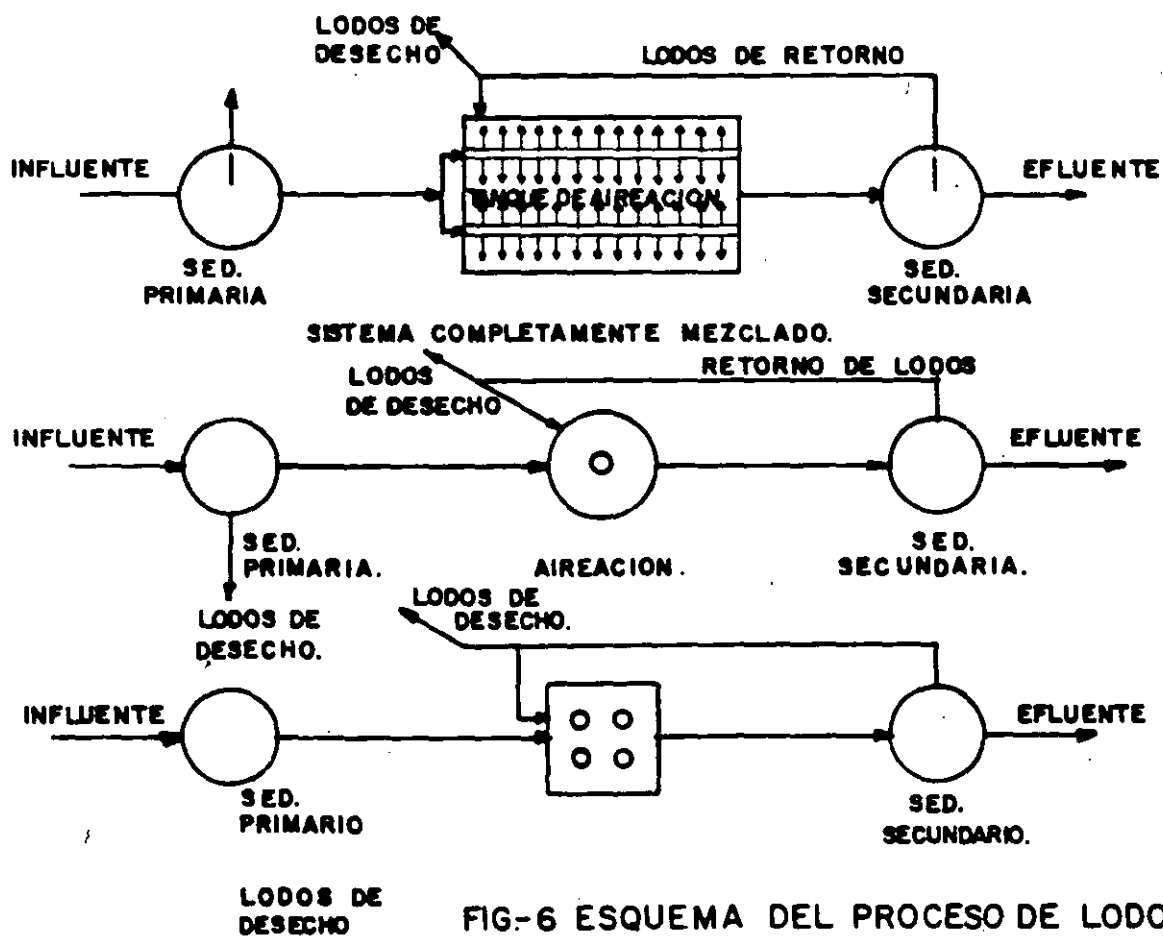


FIG.-6 ESQUEMA DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS COMPLETAMENTE MEZCLADOS.

Lodos activados completamente mezclados.

Como se mencionó anteriormente el desarrollo del sistema de lodos activados completamente mezclados obedece principalmente a disminuir las cargas puntuales tanto de materiales tóxicos como de cargas orgánicas que pudieran sobrepasar la capacidad de asimilación de un reactor en flujo pistón. El principio fundamental se basa en que toda la masa del reactor existe en todo momento la concentración de todos los materiales, involucrados, esto quiere decir que al llegar una masa de contaminantes al reactor esta se diluye instantáneamente el todo el cuerpo del reactor disminuyendo en forma drástica su concentración.

El empleo de aereadores mecánicos superficiales se adecua mas a estas condiciones de operación, aunque la aereación por difusión es también empleada tratando de provocar las condiciones mas cercanas a mezcla completa. En la fig. 6 se muestran en forma esquemática algunas variantes en la configuración del reactor que tratan de acercarse lo mas posible al régimen hidráulico con que se diseña.

Al sistema completamente mezclado se le ha denominado en ocasiones de alta tasa principalmente por su capacidad de manejar aguas residuales con mayores concentraciones de materia orgánica; sin embargo su comportamiento y por lo tanto sus condiciones de diseño son muy similares a las del proceso convencional.

Sistema de lodos activados con aereación por etapas.

En esta variante de procesos de lodos activados se trata de realizar la aereación del licor mezclado de acuerdo con la demanda de oxígeno lo que motivó dos opciones diferentes, una en donde el influente al tanque de aereación es alimentado al tanque de aereación en diversos puntos como se muestra en la figura 7; y la segunda establece mayor aereación al principio del tanque disminuyéndola mediante espaciamiento de los difusores o de los aereadores mecánicos al final de mismo.

En esencia esta es prácticamente la única variante con respecto al sistema convencional por lo que las condiciones de operación y de diseño son también semejantes.

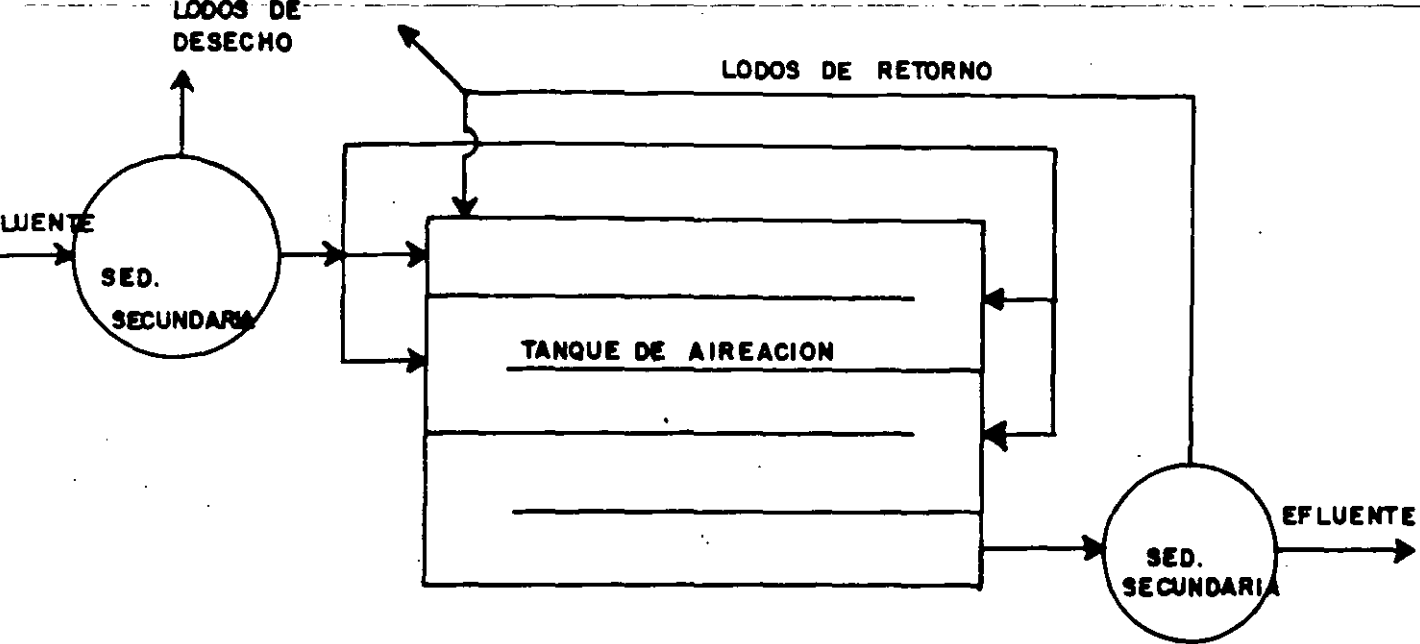


FIG- 7 ESQUEMA DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS CON DIRECCION POR ETAPAS.

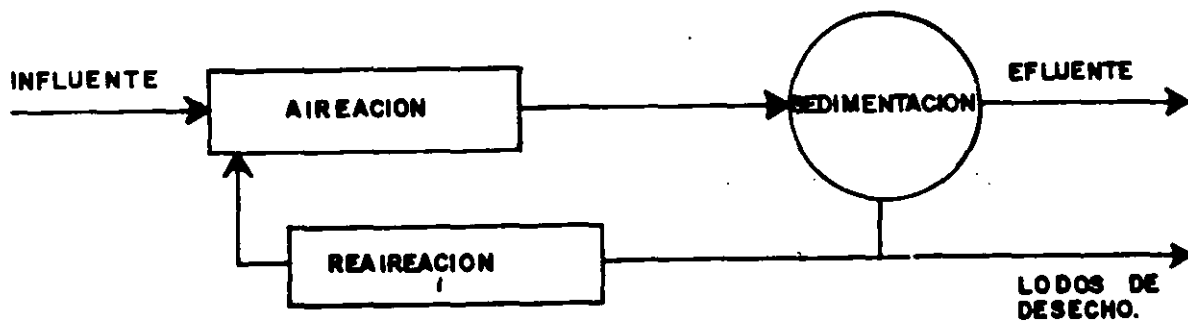


FIG- 8 ESQUEMA DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS CON ESTABILIZACION POR CONTACTO.

Aereación extendida

El proceso de lodos activados en su modalidad de aereación extendida es posiblemente uno de los sistemas más comunmente empleados y con grandes posibilidades de utilización a futuro tanto para el tratamiento de aguas residuales municipales como de desechos líquidos provenientes de la industria. La principal característica de este sistema es que opera con tiempos de retención celular prolongados, normalmente entre 15 y 20 días lo que provoca que los lodos generados en plantas de este tipo estén prácticamente estabilizados disminuyendo los problemas de disposición final.

Los tiempos de aereación son más prolongados que los empleados en los sistemas convencional y completamente mezclados variando desde ocho horas hasta veinticuatro o más dependiendo de las características dependiendo de los desechos a tratar. La principal razón para esta condición estriba en que los altos tiempos de retención celular implica que la fracción activa de los lodos biológicos en los sólidos suspendidos del licor mezclado (SSLM) sea muy reducida recurriéndose por lo tanto a mayores tiempos de oportunidad de contacto con un sustrato para alcanzar eficiencias de remoción razonables. Cuando los requerimientos de potencia por mezclado determinan el tamaño de los motores para aereación el tener mayores volúmenes por incremento de tiempos de retención hidráulico, significa mayores demandas de potencia lo que resulta en incosteabilidad de este proceso para su aplicación a gastos altos. En principio su aplicación se restringió a plantas con un máximo de 150 a 200 l/s; sin embargo recientes mejoras en los sistemas de aereación han fomentado su aplicación a gastos mayores. La planta de tratamiento más grande que se planea construir en nuestro país considera la aplicación de aereación extendida a un caudal de 5 m³/s.

Al resolverse prácticamente el problema de estabilización de los lodos secundarios se considero la conveniencia de no generar lodos primarios que obligaran al empleo de digestores para esta corriente de desecho eliminando la sedimentación primaria y alimentando los desechos líquidos crudos al tanque de aereación. Esta condición ha resultado atractiva al reducir los costos de inversión y disminuir la problemática en el manejo de los lodos de desecho; sin embargo en general y con procesos de aereación tradicionales se ha identificado un mayor costo de operación para la operación de los sistemas de transferencia de oxígeno.

Otro problema asociado en este caso con la edad de lodos es la disminución en las propiedades de sedimentación de los flóculos biológicos generados en el sistema ya que como se vio con anterioridad y se presenta en la figura 2 al incrementarse el tiempo de retención celular se incrementa el índice volumétrico de lodos disminuyendo las concentraciones que pueden ser recirculadas al tanque de aereación y para su disposición final. Esta característica ha motivado diversas opciones para recirculación y disposición de los lodos. Es común identificar plantas de tratamiento en donde la recirculación es continua al tanque de aereación mediante el empleo de mamparas que permiten la descarga de efluente sedimentado como se observa en la figura 11. En estos casos se dificulta sensiblemente la obtención del lodo concentrado par su disposición final por lo que se ha optado en algunas caso a descargarlo directamente en el tanque de aereación como una fracción de su volumen. Debido al hecho de que los lodos están en un estado de estabilización pueden ser retornados al medio ambiente esparciéndolos en terrenos de cultivo sin provocar problemas ambientales.

Estas características aunados a una gran variedad de dispositivos y sistemas de disposición han creado una gran diversidad de opciones que en algunos casos han sido patentadas con títulos comerciales con el objeto de obtener regalías de su aplicación.

Lodos activados con estabilización por contacto.

El proceso de lodos activados por estabilización por contacto aprovecha una propiedad natural de los microorganismos que consiste en que para el metabolismo del sustrato primero es absorbido al cuerpo del organismo par posteriormente mediante procesos enzimáticos transformarlo a moléculas que pueden ser transportadas a través de la pared celular para su aprovechamiento en generación de energía o en síntesis de protoplasma biológico. Esto quiere decir que una vez absorbido el sustrato a los microorganismos estos pueden ser removidos del sistema por medio de sedimentación alcanzandose una elevada eficiencia de remoción sin haberse producido estabilización de la materia orgánica. una vez concentrados los microorganismos con el sustrato son transferidos a un tanque de aereación donde se promueve el metabolismo del sustrato en volúmenes menores y con costos energéticos también menores. En la figura 8 se presenta en forma esquemática este tipo de tratamiento. En general esta variante implica la reducción de los volúmenes del reactor en proporción directa al incremento en concentración de los sólidos suspendidos del licor mezclado que en los sistemas de lodos activados convencionales se mantienen entre 2000 y 4000 mg/l y que en el tanque de aereación se pueden alcanzar

concentraciones de hasta 8000 a 12000 mg/l. El posible mayor costo de inversión requerido por la construcción de dos tanques de aereación se compensa tanto por los menores volúmenes y por la disminución de la energía requerida para su mezclado.

Esta variante del proceso de lodos activados puede emplearse como sustitución de cualquier otra variante; sin embargo los mayores beneficios y por lo tanto las aplicaciones más comunes están en relación con la sustitución de aereación extendida implicando largos tiempos de retención celular.

En la práctica se ha encontrado que tiempos de retención para la etapa de contacto de 1 a 3 horas y de estabilización de 3 a 6 horas alcanzando eficiencias de remoción de más del 90 %. Un tanque de contacto de 3 horas de tiempo de retención con un tanque de estabilización de 6 horas operando a 3000 y 8000 mg/l de sólidos suspendidos del licor mezclado respectivamente generarán resultados equivalentes a una aereación convencional de 19 horas de tiempo de retención en un volumen equivalente a 9 horas.

Zanjas de oxidación.

La denominación del sistema de zanjas de oxidación se deriva de la forma del reactor de aereación, que originalmente era la de un canal abierto en que las paredes laterales se diseñaban con un talud que permitiera su estabilidad.

El procesos biológico en sí, es una variante del denominado aereación extendida por lo tanto comparte las principales características de éste como son la de no requerir, en general, sedimentación primaria y la de permitir mediante largos tiempos de retención celular, la estabilización de los lodos los cuales no requieren de procesos de digestión previos a su disposición final.

A parte de estas dos ventajas mencionadas, el sistema de zanjas de oxidación ha presentado otras de gran importancia como con:

- a) Utilización de sistemas de aereación con bajos requerimientos de energía. Aunque, el rotor de paletas comúnmente empleado en las zanjas de oxidación no es mucho más eficiente que otros sistemas en cuanto a transferencia de oxígeno se refiere, este mecanismo ha permitido el desarrollo de otros sistemas que poseen algunas ventajas especiales.

b) Remoción eficiente de nitrógeno. En un análisis comparativo de varios sistemas de tratamiento biológico para un mismo influente y bajo condiciones ideales de operación, se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 3.

PARA-METRO (mg/l)	INFLUENTE	E F L U E N T E .						
		Lodos acti-vados C.M.	Airea ción exten dida.	Lag. aere adas c/ sed. sec.	Zanjas de oxi dación c/sed. sec.	Lag.Fac sin ai-reacción	Lag.Fac con ai-reacción	Lag anaeró bi-cas
SST	225	20	20	20	20	120	90	100
DBO5	200	15	15	15	15	40	25	40
DQO	450	90	90	90	90	160	140	140
N-NH3	25	20	2	2	2	1	1	1
P=To+	10	7	7	7	7	4	4	4

TABLA 3. Eficiencias de remoción de contaminantes de varios sistemas de tratamiento biológicos en condiciones ideales de operación.

De esta tabla se puede observar que para un mismo nivel de remoción de materia orgánica, el proceso de zanjas de oxidación es un sistema que promueve eficientemente la remoción de nitrógeno. Esto se basa principalmente en el proceso biológico de nitrificación -denitrificación, el cual puede ser parcialmente incrementado al controlar la transferencia de oxígeno en el reactor. Originalmente los sistemas se diseñaron para que operaran en condiciones aerobias con o sin recirculación de lodos como se muestra esquemáticamente en la fig. 9. Esta condición de aerobiosis aunada a los largos tiempos de retención celular (20 a 25 días) provoca la proliferación de organismos nitrificantes con la consecuente

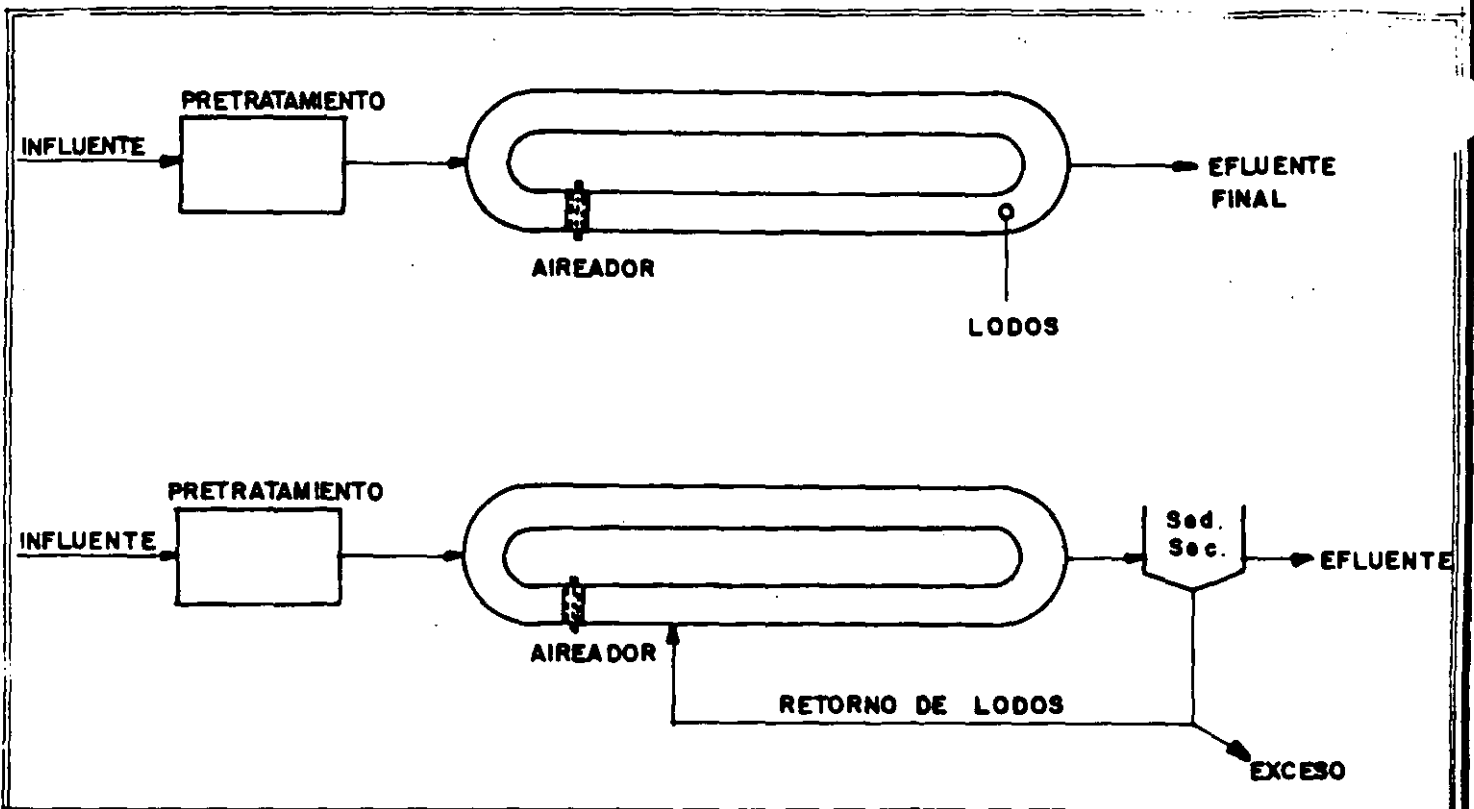


FIG-9 DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL PROCESO DE ZANJAS DE OXIDACION.

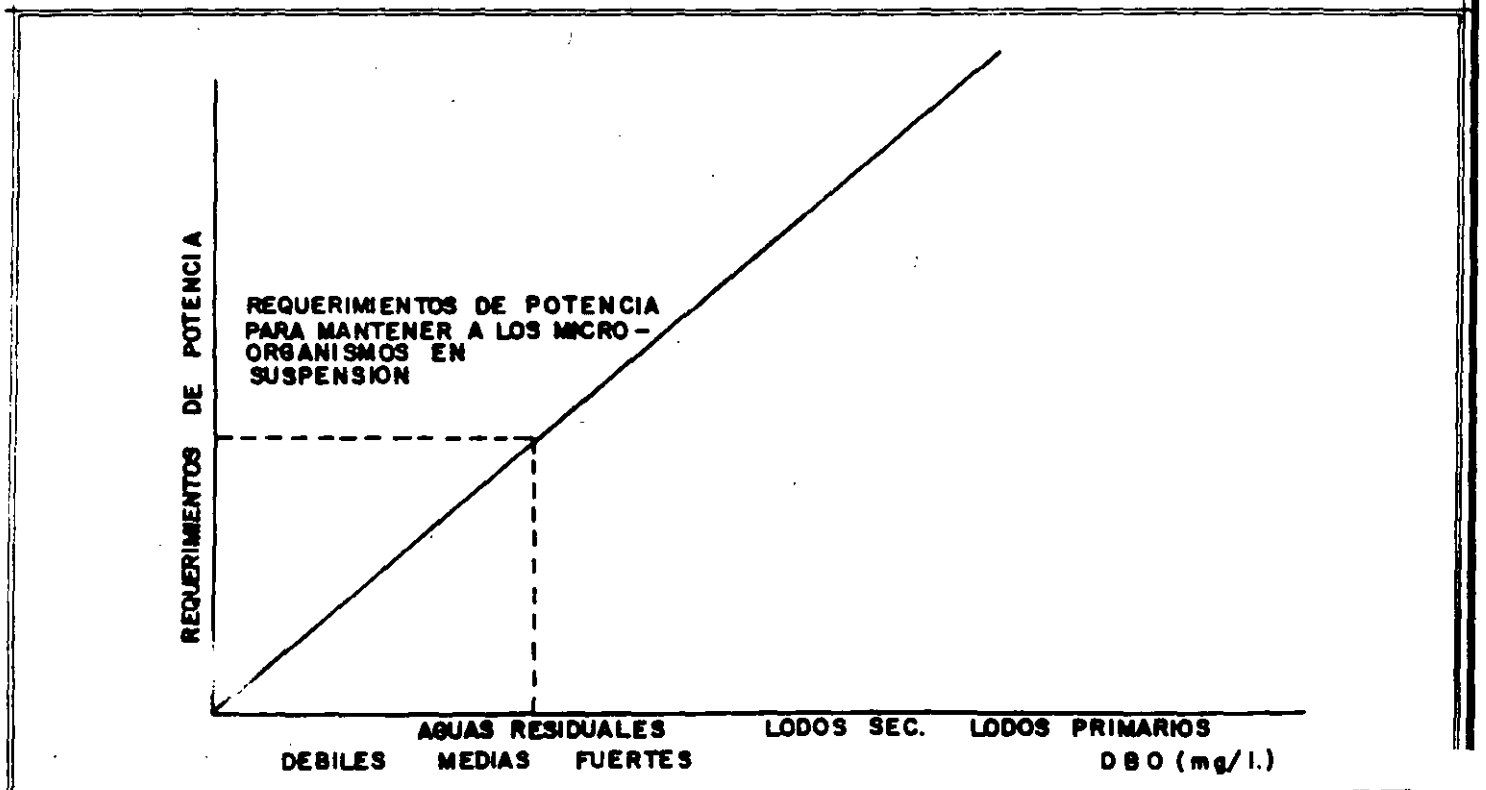


FIG-10 RELACION ENTRE POTENCIA REQUERIDA Y CONCENTRACION DE MATERIA ORGANICA DEGRADABLE EN EL DESECHO.

transformación de nitrógeno amoniacal a nitritos y nitratos. A medida que por razones de crecimiento natural de las poblaciones servidas las cargas orgánicas se incrementa, las condiciones aerobias no se conserva en todo el reactor provocando problemas de septicidad que se considera negativos. La respuesta a esta situación es la de incrementar la potencia de los aireadores.

Sin embargo, en algunos casos se observa que la parcial anaerobiosis en el reactor provoca el proceso de denitrificación con el consecuente desprendimiento del gas nitrógeno a la atmósfera. De esta forma el sistema tuvo aceptación como un proceso que estimula la remoción de nitrógeno.

- c) Adecuada utilización de la capacidad de agitación y transferencia de oxígeno de los aireadores mecánicos. Los requerimientos de potencia en un reactor biológico para suministrar oxígeno y para mantener a los microorganismos en suspensión se puede representar esquemáticamente como se muestra en la fig. 10.

De acuerdo con la figura, la potencia requerida para tratamiento de aguas residuales medias o débiles ($DBO_5 < 250 \text{ mg/lt}$) está regido por el mezclado, obteniéndose una transferencia de oxígeno superior a la necesaria. Sin embargo, en sistemas en que se promueve la oxidación completa del material orgánico como es el caso de las zanjas de oxidación, los requerimientos de oxígeno se incrementan hasta que en algunos casos llegan a exceder la transferencia, provocando condiciones anaerobias como las que se analizan en el inciso anterior.

Esto puede ser ilustrado fácilmente si consideramos que los requerimientos de oxígeno pueden establecerse de acuerdo con la siguiente ecuación (Ref. 3),

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (S_o - S_e)}{t} - \frac{1.42 A_x}{t} + \frac{(N - NH_3) 4.57}{t}$$

donde:

$\frac{dO_2}{dt}$ = requerimientos de O_2 en mg/l.h.

S_0 = Concentración inicial de sustrato (DBO5) en mg/l

S_e = Concentración final de sustrato (DBO5) en mg/l

ΔX = Incremento de masa microbiana activa en el tiempo t en mg/l

$N-NH_3$ = Concentración inicial de nitrógeno amoniacal en mg/l

t = tiempo de retención hidráulica hrs.

Si el segundo término de la ecuación (1) se reduce, ya que al estimularse la respiración endógena decrece el incremento de microorganismos activos y el tercer término se incrementa al promoverse la nitrificación, los requerimientos de potencia de los aireadores.

La principal desventaja del proceso es la de requerir grandes áreas y por la geometría del reactor su utilización se ha restringido a gastos inferiores a 500 l/s. La empresa Envirex ha tratado de solucionar este problema con un sistema denominado ORBAL en cual funciona, en los aspectos básicos, en forma similar al procesos tradicional de zanjas de oxidación. Las principales modificaciones con la geometría del reactor y el sistema de aereación que consiste en una serie de discos dentados situados en posición vertical, permitiendo así manejar gastos mayores.

La empresa Schriber ha patentado asimismo un procesos de aereación que modifica parcialmente los esquemas tradicionales denominados en contracorriente, que permitiendo la mayor residencia de las burbujas en el medio líquido se incrementa la transferencia de oxígeno incrementando la eficiencia en la transformación de la energía. El proceso es esencialmente el mismo de aereación extendida con economías importantes al disminuir los requerimientos de potencia y de consumo de energía. Este proceso ha sido recomendado para gastos de hasta 5 m³/s.

Otro problema importante que presenta el proceso de zanjas de oxidación estriba en que los lodos biológicos con largos tiempos de retención celular, generalmente presentan problemas de sedimentabilidad. Esta característica ha sido atribuida a la poliferación de crecimiento filamentosos y a una densidad relativamente baja de los flóculos formados. Como se puede observar

~~de la fig. 2, los flóculos biológicos con tiempo de retención celular inferior a siete días, Oc normal para sistemas de lodos activados convencional, completamente mezclados, etc., tienen las mejores propiedades de compactación. Los flóculos biológicos con Oc superiores a doce días aumentan su índice volumétrico de lodos (IVL) directamente con el incremento de Oc provocando problemas en la sedimentación y en la recirculación. Esta situación ha ocasionado modificaciones que se consideran de gran valor en el proceso de zanjas de oxidación. La primera involucra la utilización del tanque de sedimentación secundario adyacente al reactor de aereación como esquemáticamente se presenta en la fig. 11.~~

El fondo del tanque tiene una inclinación hacia el reactor provocando la continua recirculación de los lodos, eliminando la necesidad de bombeo, pero se tiene el problema de que el desalojo de los lodos de desecho se realiza directamente del tanque de aereación, a las concentraciones de SSLM de éste, que oscilan entre 3,000 y 5,000 mg/l. Estos lodos deben ser concentrados en un espesador previa su disposición final.

Una modificación similar es presentadas por Christopher et al. en este sistema, como se muestra en la fig. 12, el clarificador ocupa una parte en el reactor biológico. El fondo de éste formado por vigas triangulares que permiten el paso del licor mezclado hasta el clarificador enmarcado por tres paredes. Los sólidos se depositan en el fondo retornando al reactor biológico; el agua clarificada que constituye el efluente sale por una serie de tubos perforados. En este caso se elimina el equipo de recirculación pero se tiene el problema de concentrar los lodos previa su disposición final.

En algunos casos la descarga de los lodos de desecho se realiza directamente del tanque de aereación a las concentraciones que en este se manejan y con destino final a terrenos de cultivo ya que por el elevado nivel de estabilización los lodos no presentan peligro potencial en esta aplicación.

La población microbiana en el reactor de la zanja de oxidación es similar a la que presentan las variantes de lodos activados. En los reactores en que se tratan de mantener condiciones aerobias, debido a los niveles energéticos bajos abundan los ciliados anclados, suctorias y rotíferos.

Una observación al microscopio presenta generalmente un panorama de menor actividad que el que ofrecen sistemas con Oc reducidos.

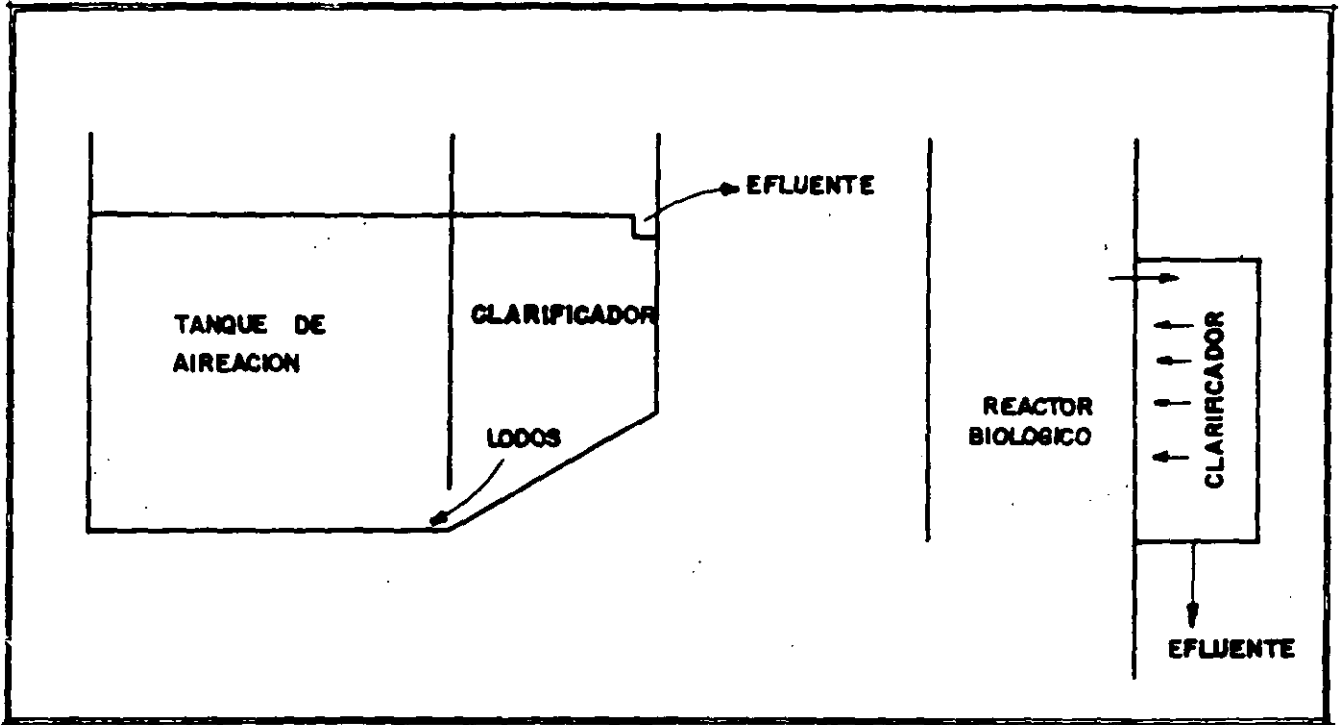
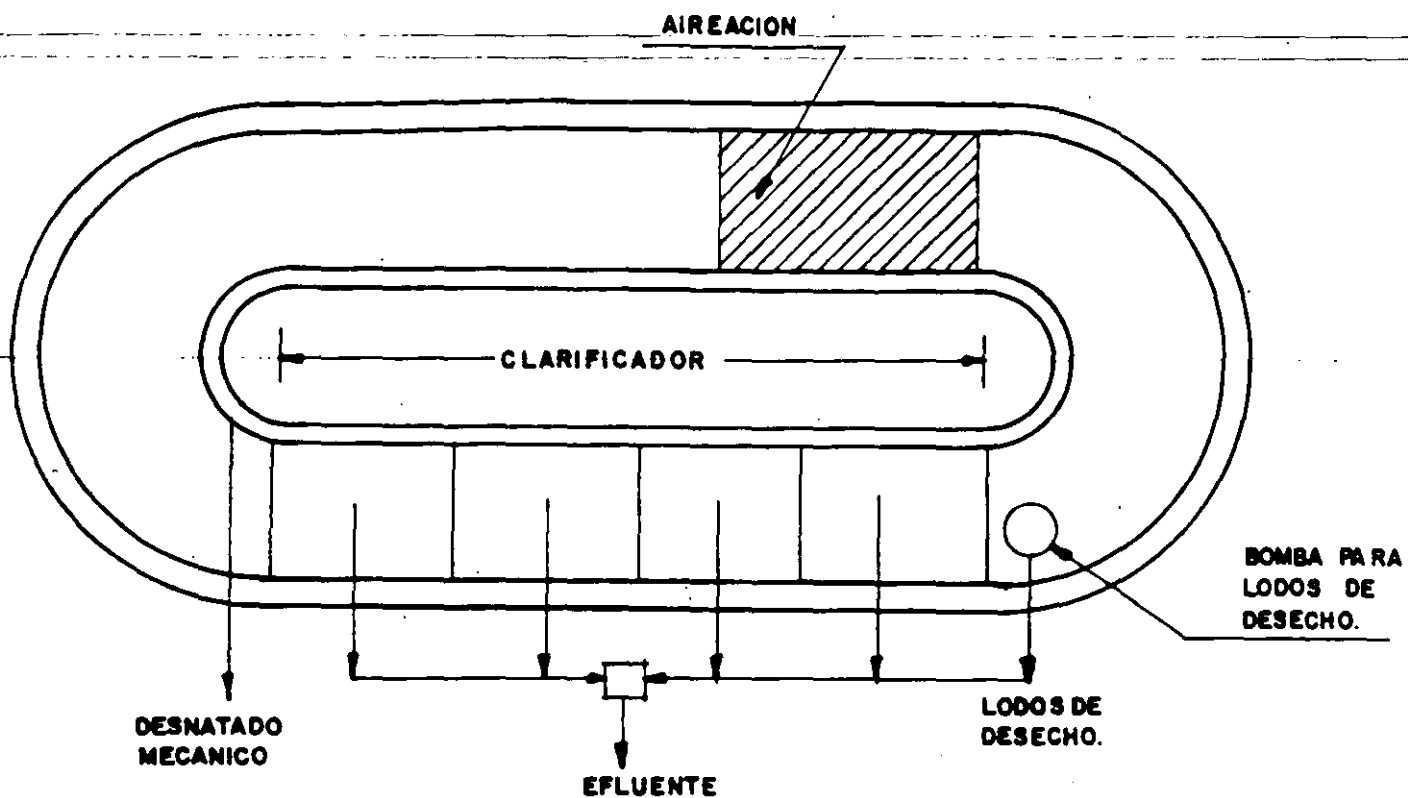
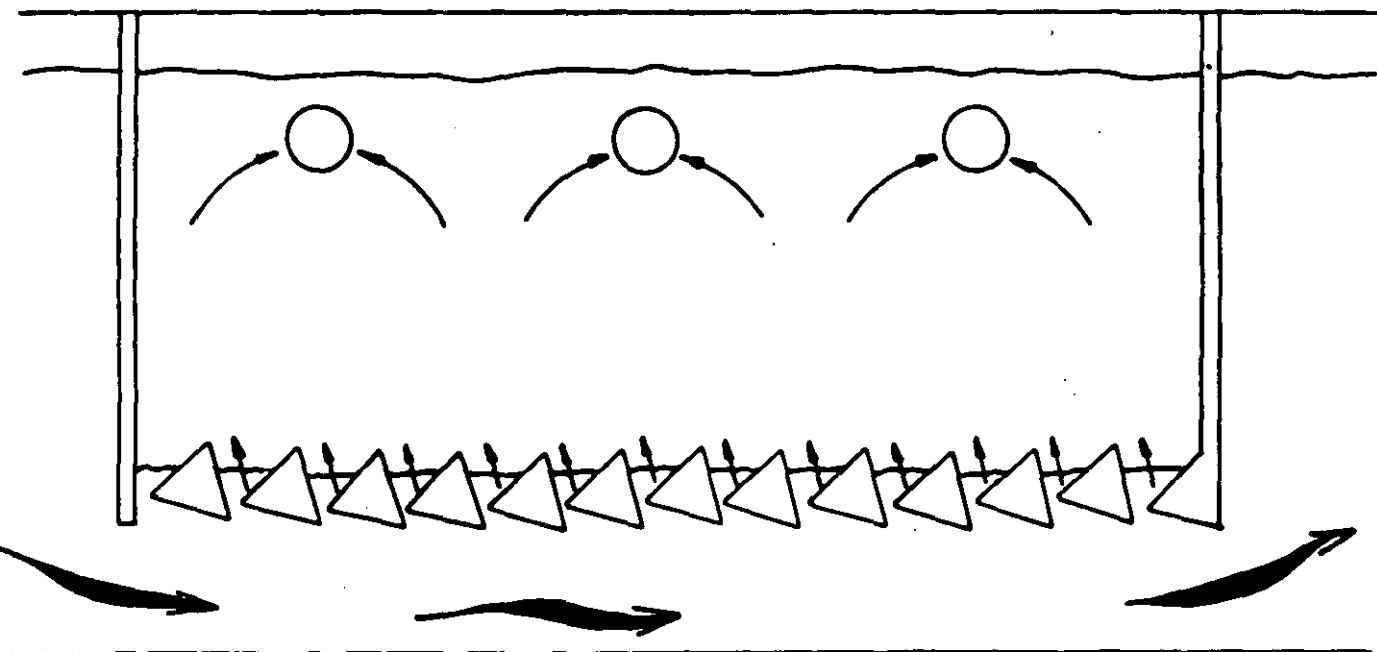


FIG. II REPRESENTACION ESQUEMATICA DE SISTEMA DE ZANJAS DE OXIDACION CON CLARIFICADOR, RETORNADO LOS LODOS DIRCTAMENTE AL REACTOR BIOLÓGICO.



PLANTA.



CLARIFICADOR.

FIG.12 . PROCESO PRESENTADO POR CHRISTOPHER ET AL (REF 4)

En los casos en que se promueve el desarrollo de condiciones anaerobias para incrementar el procesos de denitrificación, los rotíferos disminuyen en proporción ya que no se adaptan fácilmente a cambios drásticos en la concentración de oxígeno disuelto; por otro lado se desarrolla una gran cantidad de nemátodos que poliferan en condiciones de septicidad, éstos normalmente se localizan en el interior de los flóculos donde la transferencia de oxígeno es muy limitada.

En ambos casos se tiene tendencia a crecimiento filamentoso que produce las deficiencias en sedimentabilidad de los flóculos biológicos. Este desarrollo no se considera asociado con deficiencias de nutrientes, ya que en estos sistemas en que se promueve la digestión de los lodos biológicos se tiene gran oportunidad de recirculación.

El sistema de aereación originalmente utilizado en las zanjas de oxidación consistió en un rotor fijo con paletas que provocaban tanto el movimiento del agua en un sentido determinado, como su esparcimiento a través del aire provocando la oxidación del medio. Este sistema causó gran impacto, ya que como se puede observar en la tabla 4, es altamente eficiente.

TIPO DE AIREADOR	Eficiencia en transferencia de oxígeno (Kg/ O ₂ /HP.hr.
Aireador superficial Flotante	0.82 - 2.0
Rotor aireador flotante	1.6 - 1.9
Aireador superficial - simple	1.4 - 1.9
Rotor aireador fijo	1.4 - 2.3

TABLA 4. Eficiencias de diversos equipos de aereación.

~~Sin embargo, a pesar de la ventaja obvia de menores requerimientos de energía y generalmente bajos costos de mantenimiento, este sistema presenta dos problemas de importancia.~~

El primero se refiere a la gran dispersión de agua residual que provoca y que no tiene un control simple; el segundo de poca importancia en nuestro país, es que este sistema resulta inadecuado cuando por reducción de la temperatura ambiente se provoca el congelamiento de la superficie del reactor de aereación.

Tratando de resolver estos problemas se han presentado dos alternativas. La primera, desarrollada por Reid Engineering Co., de Fredericksburg, Va, E.U.A. consiste en hacer pasar todo el flujo de licor mezclado a través de un sifón invertido subterráneo como se muestra en la fig. 13. Al inicio del conducto se coloca un aireador de turbina que consiste en una propela y un difusor de aire a presión. La segunda alternativa presentada por Christopher y denominada aereación de flujo horizontal se presenta esquemáticamente en la fig. 14. El sistema consiste en series de tubos difusores con una propela que provoca el sentido de flujo y el mezclado de la masa microbiana.

Criterios de diseño.

A continuación se presenta un resumen de los criterios de diseño de zanjas de oxidación.

t -	Tiempo de retención hidráulica	- 12 a 96 hrs.
0c -	Tiempo de retención celular	- 20 a 30 días
SSVLM-	Sólidos suspendidos volátiles del licor mezclado	- 3000 a 5000 mg/l
HP -	Potencia de aireadores	- 4.7 a 23 HP/1000 m ³
SSLM -	Sólidos suspendidos del licor mezclado.	- 3000 a 8000 mg/l
F/M -	Relación comida-microorganismos	- 0.03 - 0.10

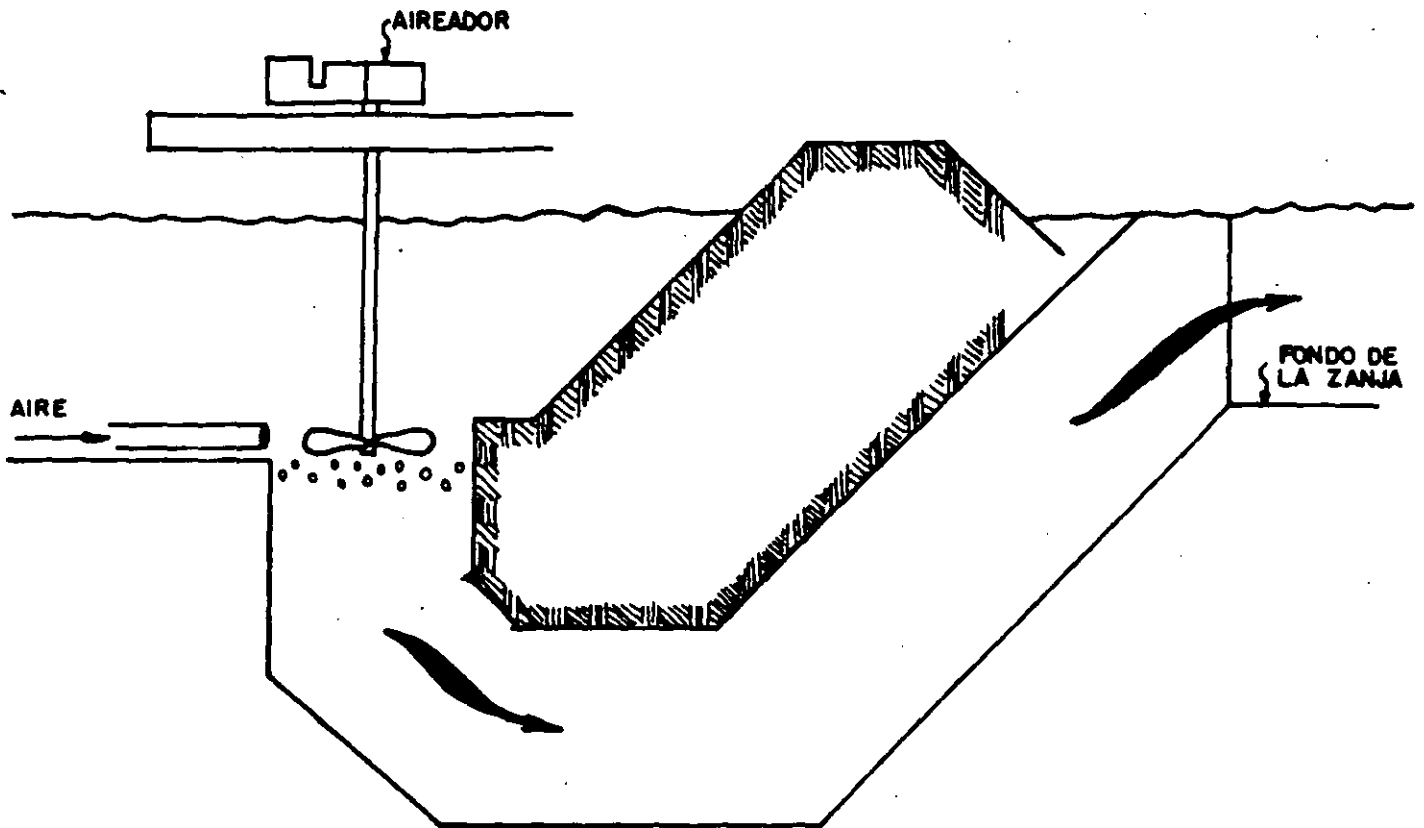


FIG-13 SISTEMA DE AIREACION CON CONDUCTO SUBTERRANEO.

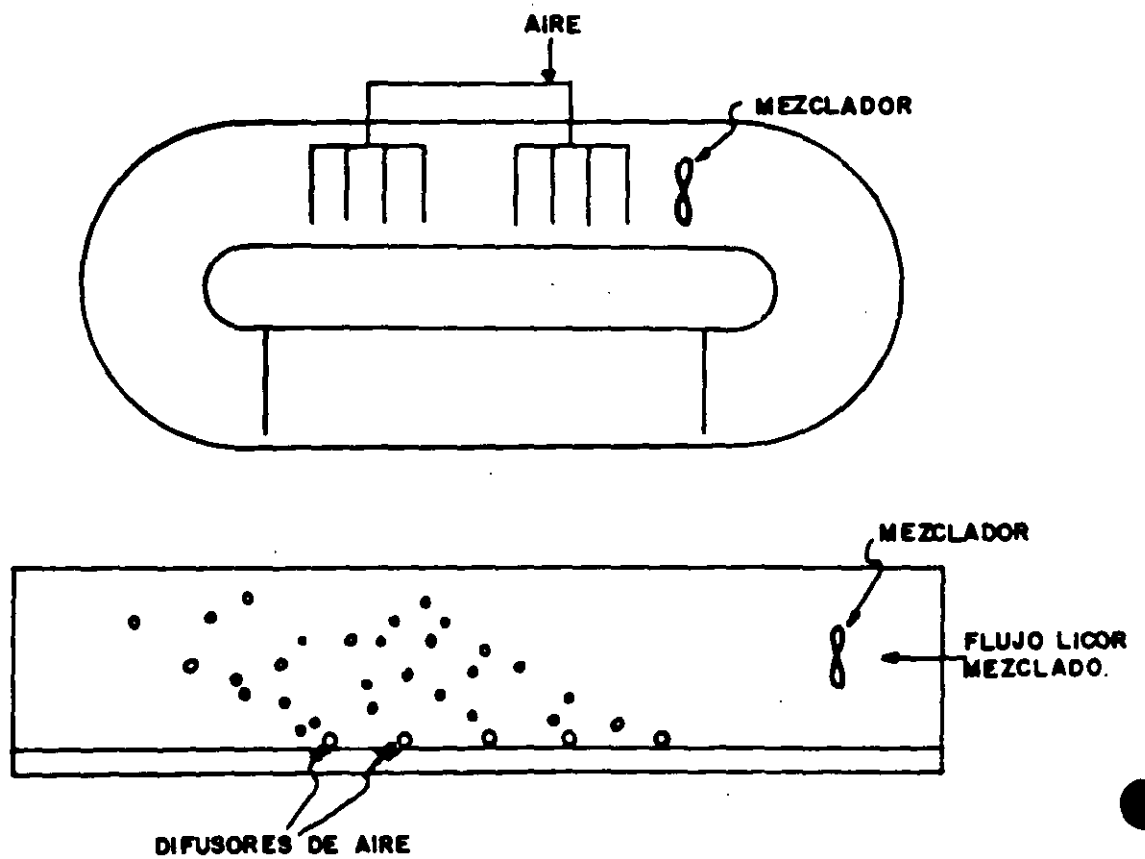


FIG-14 AIREACION DE FLUJO HORIZONTAL (REF. 4).

$R=Q_w/Q$ - Tasa de recirculación de lodos - 0.25 a 0.75
carga orgánica - 0.16 a 0.32Kg DBO5/m3-día

Lodos activados con utilización de oxígeno puro.

Las aguas residuales concentradas especialmente las generadas en procesos industriales con altas demandas de oxígeno para su procesamiento requieren de potencias de aereación elevadas que compiten económicamente con la generación de oxígeno que empleado en lugar de aire normal, incrementa la transferencia de este elemento para el metabolismo biológico.

La necesidad de recircular el oxígeno no aprovechado por los microorganismos obliga al empleo de tanque cerrados con mínima posibilidad de interconexión con el aire ambiente lo que encarece las inversiones y hace más compleja la operación. Es sin embargo un proceso promovido por los fabricantes de generadores de oxígeno y se ha utilizado en forma comercial principalmente en Estados Unidos y en algunos países Europeos.

Otras variantes de lodos activados.

Existen otras variantes al proceso de lodos activados que involucra patentes comerciales principalmente en los sistemas para mezclado y transferencia de oxígeno y en configuraciones de los tanque de aereación aplicandose diversidad de nombres para su distinción. Una comprensión adecuada del proceso de lodos activados permitirá identificar las condiciones de operación de los microorganismos y las ventajas y desventajas de los sistemas planteados por lo que no se considera necesario un análisis a mayor detalle de estas variantes comerciales.

Lagunas aereadas.

La variante conceptual que considera microorganismos en suspensión y que difiere de lodos activados por no contar con recirculación de biomasa son las lagunas aereadas. En este sistema las aguas residuales entran normalmente como agua cruda directamente al tanque de aereación donde en contacto con una masa biológica reducida y en agitación constante promueve el crecimiento biológico generandose la transformación de materia orgánica en forma soluble

a materia orgánica en forma suspendida que puede ser removida con facilidad. Los tiempos de retención hidráulicos que en este caso corresponden a los tiempos de retención celular deben de mantenerse por arriba de los tres días (72 horas), para permitir la generación de microorganismos.

La ventaja de este proceso es no requerir estructuras costosas para sedimentación ni equipos para recirculación de lodos lo que permite que generalmente los tanques de aereación se formen con muros de tierra compactada sin embargo el aspecto negativo de este proceso estriba en los altos requerimientos de energía necesaria para mantener en suspensión a los flóculos biológicos en tanques de estas proporciones. En algunos casos se permite la sedimentación de los sólidos suspendidos utilizando menor potencia de aereación lo que reduce los costos pero asimismo reduce las eficiencias de tratamiento y en estos casos se requieren tiempos de retención que normalmente son superiores a los siete días.

Estas lagunas generan un efluente con elevadas concentraciones de Sólidos suspendidos y por lo tanto de materia orgánica requiriéndose lagunas de pulimento o maduración, si es que se requiere la descarga del efluente a un cuerpo receptor.

Cinética del proceso.

Para poder estudiar la cinética del proceso de lodos activados, analizaremos primeramente la cinética del crecimiento biológico que puede ser representada como un proceso de lodos activados en un reactor batch. En este reactor, el sustrato o comida (F), la masa de microorganismos activos (Ma), la masa de endógena (Me) y la masa total o sólidos suspendidos del licor mezclado (M), varían con respecto al tiempo como se muestra en la fig. 15. De esta figura podemos establecer que:

- 1) Durante el crecimiento logarítmico:

La rapidez con que crece la masa activa es proporcional a la masa activa presente.

$$\frac{dMa}{dt} = kMa$$

$$Ma = Mao e^{kt}$$

De la misma forma, el crecimiento de los microorganismos es directamente proporcional al decremento de la comida.

Q = Gasto
 F = Sustrato
 Ma = Microorganismos activos
 Fi = Sustrato inicial

$$\frac{dMa}{dt} = -A \frac{dF}{dt}$$

$$\text{de donde } (Ma - Mao) = A (Fi - F)$$

donde Fi es la cantidad de comida inicial (DBO5inf).

$$Mao (ekt - 1) = A AF$$

Si consideramos que el sistema es aerobio, la rapidez con que incrementa la masa activa de microorganismos es proporcional a la rapidez con que se consume el oxígeno utilizado en síntesis.

$$\frac{dO}{dt} = -B \frac{dMa}{dt}$$

2) Durante la fase de decrecimiento del crecimiento.

En esta etapa la comida es limitante y el crecimiento biológico es proporcional a la rapidez con que se consume el alimento, y por lo tanto el consumo de comida es proporcional a la cantidad de comida remanente.

$$\frac{dF}{dt} = -k_1 F$$

$$F = F_0 e^{-k_1 t}$$

donde F_0 es la comida al inicio de la fase de decrecimiento del crecimiento.

en esta etapa, cuando la comida empieza a ser limitante, se inicia la respiración endógena afectando el crecimiento de los microorganismos activos.

$$\frac{dMa}{dt} = -K' \frac{dF}{dt} - KeMa$$

donde Ke es la constante de respiración endógena

3) Durante la fase de respiración endógena.

La concentración de comida se encuentra en el límite inferior y por lo tanto se puede considerar una transformación nula de la comida.

$$-\frac{dF}{dt} = 0$$

La masa de microorganismos activos se ve afectada solo por la respiración endógena.

$$\frac{dMa}{dt} = -Ke Ma$$

$$Ma = Ma_0 e^{-ket}$$

La masa endógena se incrementa proporcionalmente a la disminución de la masa activa.

$$-\frac{dMe}{dt} = 0.2 \quad \frac{dMa}{dt} = -0.2 keMa$$

~~El 0.2 se debe a que se considera que es la fracción no degradable de la célula biológica que permanecerá como material estable.~~

Reactor continuo.

En un reactor continuo que ha alcanzado su equilibrio entre la población biológica y la cantidad de sustrato que se alimenta, como el que se muestra en la fig. 16, se puede establecer el siguiente análisis:

Remoción del sustrato.

Un balance de material que considere el sustrato puede establecerse como sigue:

lo que entra = lo que sale + lo que se metaboliza

es decir:

$$QF_i = QF + \text{metabolismo.}$$

Si consideramos que la población biológica en el reactor se encuentra en la etapa de decrecimiento del crecimiento o sea que la limitante es la comida.

$$QF_i = QF + k_m FV$$

donde k_m es la constante de metabolismo o la rapidez con que los microorganismos utilizan el sustrato.

Dividiendo entre Q

$$F_i = F + F k_m t$$

$$F = \frac{F_i}{k_m t + 1}$$

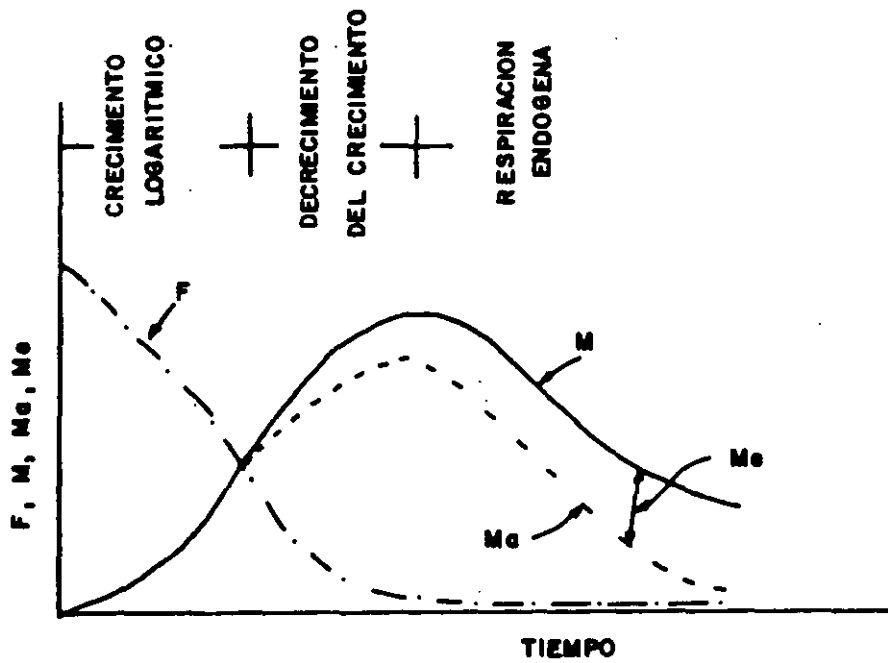
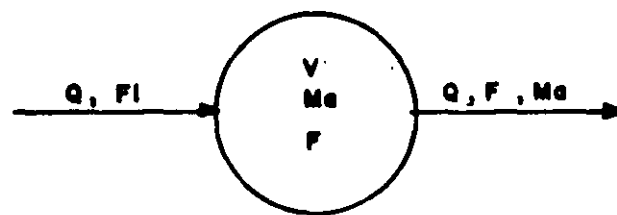


FIG-15 COMPORTAMIENTO BIOLÓGICO EN UN REACTOR BATCH.



Q = GASTO
 F = SUSTRATO
 Ma = MICROORGANISMOS ACTIVOS.
 FI = SUSTRATO INICIAL.

FIG-16 REACTOR CONTINUO SIN RECIRCULACION,

Crecimiento biológico.

De la fig. 16 y considerando que la población biológica en el influente del reactor es mínima:

lo que se sintetiza = lo que se desplaza + resp. endógena.

$$ksFV = QMa + keMaV$$

$$Fkst = Ma + Maket$$

$$Ma (1 + ket) = ksFt$$

$$Ma = \frac{ksF}{1 + ke} \cdot t$$

Crecimiento endógeno

$$QMe = a ke Ma V$$

$$a = 0.2$$

$$Me = 0.2 ke Ma t$$

Sólidos inorgánicos (Mii)

$$Mii = 0.1 (Ma + Me)$$

Incremento total de sólidos

$$Mt = Ma + Me + Mii$$

Tasa de utilización del oxígeno.

$\frac{dO}{dt}$ Oxidación potencial de la comida-Equiv.en O₂ de las células

dt Tiempo de retención.

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (ADB05) - 1.43 (M_a + M_e)}{t}$$

Sustrato en el efluente

$$DBO5_{eff} = F + 0.8 M_a$$

Reactor continuo con recirculación de lodos.

En la fig. 17 se presenta esquemáticamente el sistema de lodos activados considerando recirculación de microorganismos al tanque de aereación. Si consideramos que el sistema se encuentra en equilibrio y que la población biológica se encuentra en la fase de decrecimiento del crecimiento, podemos efectuar el siguiente análisis:

a) Metabolismo del sustrato.

De un balance de materiales del sistema en la fig. 17, considerando el sustrato:

lo que entra = lo que sale + lo que se metaboliza

$$QF_i = F + km FV$$

$$QF_i = QF + km FV$$

$$\frac{F_i - F}{f} = kmt$$

$$F_i = km Ft + F$$

~~Qr = Gasto de recirculación~~

~~Qw = Gasto de lodos de desecho~~

Mae = Microorganismos en el efluente

Mar = Masa de microorganismos en la recirculación

$$F = \frac{F_i}{k_m t + 1}$$

donde t es el tiempo de retención hidráulica teórico.

b) Producción de microorganismos.

lo que entra + lo que se sintetiza = lo que sale + resp. endógena.

$$K_s FV + Q_r \text{ Mar} = (Q + Q_r) \text{ Ma} + K_e \text{ Ma} V$$

Por otro lado, a partir de un balance de masa en el sedimentador:

$$(Q + Q_r) \text{ Ma} = (Q - Q_w) \text{ Mae} + Q_w \text{ Mar} + Q_r \text{ Mar}$$

Sustituyendo en la ecuación previa.

$$K_s FV + Q_r \text{ Mar} = (Q - Q_w) \text{ Mae} + Q_w \text{ Mar} + Q_r \text{ Mar} + \text{Mar} K_e \text{ Ma} V$$

Cancelado $Q_r \text{ Mar}$

$$K_s FV = (Q - Q_w) \text{ Mae} + Q_w \text{ Mar} + K_e \text{ Ma} V$$

Si Q_w es una fracción de Q o sea XQ

$$K_s FV = Q (1 - X) \text{ Mae} + XQ \text{ Mar} + K_e \text{ Ma} V$$

dividiendo entre Q

$$K_s F t = (1 - X) (\text{Mae} + X \text{ Mar} + K_e \text{ Ma} t)$$

dividiendo entre t

$$K_s F = \frac{(1 - X)}{t} M_{ae} + \frac{X}{t} M_{ar} + K_e M_a$$

De un balance de materiales en el sistema:

$$\frac{(1 - X)}{t} M_{ae} + \frac{X}{t} M_{ar} = \frac{M_a}{t_s}$$

donde t_s es el tiempo que permanecen los microorganismos en el sistema o tiempo de residencia celular.

por lo tanto

$$K_s F = \frac{M_a}{t_s} + K_e M_a$$

$$M_a = \frac{K_s F}{1 + K_e} \frac{t_s}{t_s}$$

c) Masa endógena

$$M_e = 0.2 K_e M_a t_s$$

d) Masa orgánica inerte

$$M_i = (M_i \text{ en el influente}) \left(\frac{t_s}{t} \right)$$

e) Masa inorgánica inerte

$$M_{ii} = (M_{ii} \text{ en el influente}) \left(\frac{t_s}{t} \right) + 0.1 (M_a + M_e)$$

f) ~~Sólidos suspendidos del licor mezclado.~~

$$M_t = M_a + M_e + M_i + M_{ii}$$

$$M_V = M_a + M_e + M_i \text{ (SSVLM)}$$

g) Utilización del oxígeno.

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (F_i - F)}{t} - \frac{1.43 (M_a + M_e)}{t_s}$$

ó

$$\frac{dO}{dt} = \frac{0.5 (F_i - F)}{t} + 1.14 K_e M_a$$

h) Sustrato en el efluente.

$$DBO_{5\text{eff}} = F + 0.8 M_{ae}$$

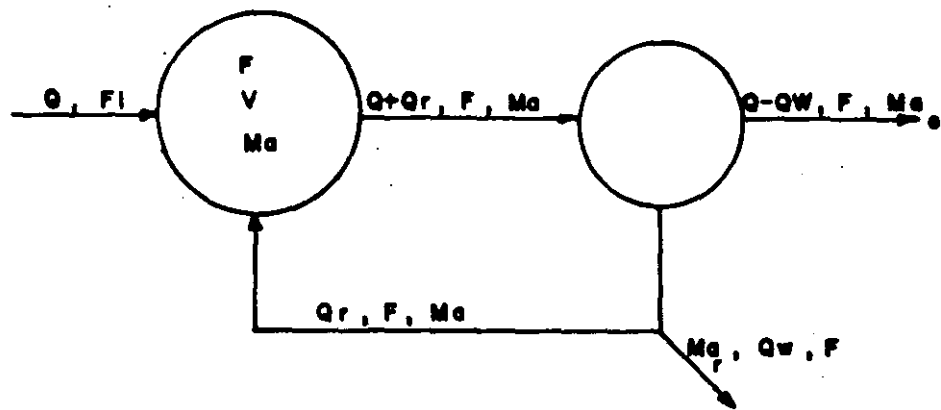
$$\text{donde } M_{ae} = M_e \left(\frac{M_a}{M_T} \right)$$

Evaluación de las constantes del sistema.

La constante de metabolismo se puede obtener a partir de la ecuación de remoción de sustrato:

$$F_i = K_m F_t + F$$

$$\frac{F_i - F}{F} = K_m t$$



Q_r = GASTO DE RECIRCULACION.
 Q_w = GASTO DE LODOS DE DESECHO.
 Ma = MICROORGANISMOS EN EL EFLUENTE
 Ma = MASA DE MICROORGANISMOS EN LA RECIRCULACION.

FIG.-17 REACTOR CONTINUO COMPLETAMENTE MEZCLADO CON RECIRCULACION.

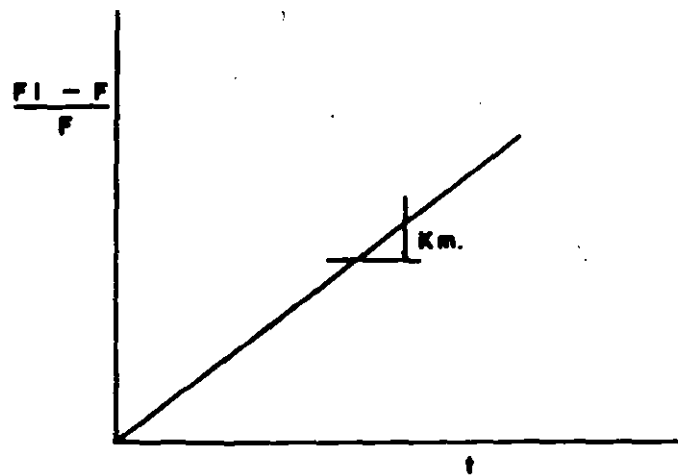


FIG.-18 DETERMINACION DE K_m .

Ecuación de una recta con pendiente K_m y que pasa por el origen. Por lo tanto, realizando un experimento a nivel laboratorio se puede obtener una recta como la que se muestra en la fig. 18 cuya pendiente es K_m .

$$K_s = 0.7 K_m$$

y

$$k_e = 0.02 \text{ hr}^{-1} \text{ a } 20 \text{ grados centígrados.}$$

Estas constantes dependen de la temperatura, variando de acuerdo con la siguiente relación:

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

donde θ es el coeficiente de actividad biológica que de acuerdo a algunos autores varía entre 1.05 y 1.15. Parece ser que este coeficiente está relacionado con la viscosidad del agua la cual varía con la temperatura. En este caso $\theta = 1.075$.

EJEMPLO DE APLICACION:

A continuación se presenta un ejemplo simple para dimensionar el reactor biológico de un sistema de lodos activados completamente mezclados, los datos básicos son los siguientes:

$$Q = 200 \text{ l/s}$$

$$\text{DBO influente} = 220 \text{ mg/l}$$

$$\text{SS} = 200 \text{ mg/l}$$

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

$$T \text{ prom. agua} = 16 \text{ grados centígrados.}$$

$$\text{SSVNB} = 60 \text{ mg/l}$$

Los valores de las constantes de biodegradabilidad a 20 grados centígrados y su dirección a 16 grados centígrados. utilizando la relación de Van Hoff Arrhenius y un valor del coeficiente de actividad biológica de 1.035 se presentan a continuación:

20 grados centígrados

16 grados centígrados

$$K_m = 7.2 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_m = 7.2 (1.035)^{16-20} = 6.27 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_s = 5.0 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_m = 5.0 (0.87) = 4.35 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.02 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.0174 \text{ hr}^{-1}$$

En forma esquemática, el proceso global de tratamiento se presenta en la figura 19, donde se establece que las concentraciones de DBO5 y sólidos suspendidos en el efluente serán de 30 mg/l en ambos casos.

$$\text{DBO5 efluente} = F + 0.8 \text{ SSVef}$$

$$30 = F + 20.8$$

$$F = 30 - 20.8$$

$$F = 9.2 \text{ mg/l}$$

$$F = \frac{F_i}{K_m t + 1}$$

$$t = \frac{1}{K_m} \left[\frac{F_i}{F} - 1 \right]$$

$$t = \frac{1}{6.27} \left[\frac{154}{9.2} - 1 \right]$$

El tiempo de retención hidráulico necesario para alcanzar la eficiencia deseada es de:

$$t = 2.51 \text{ hr}$$

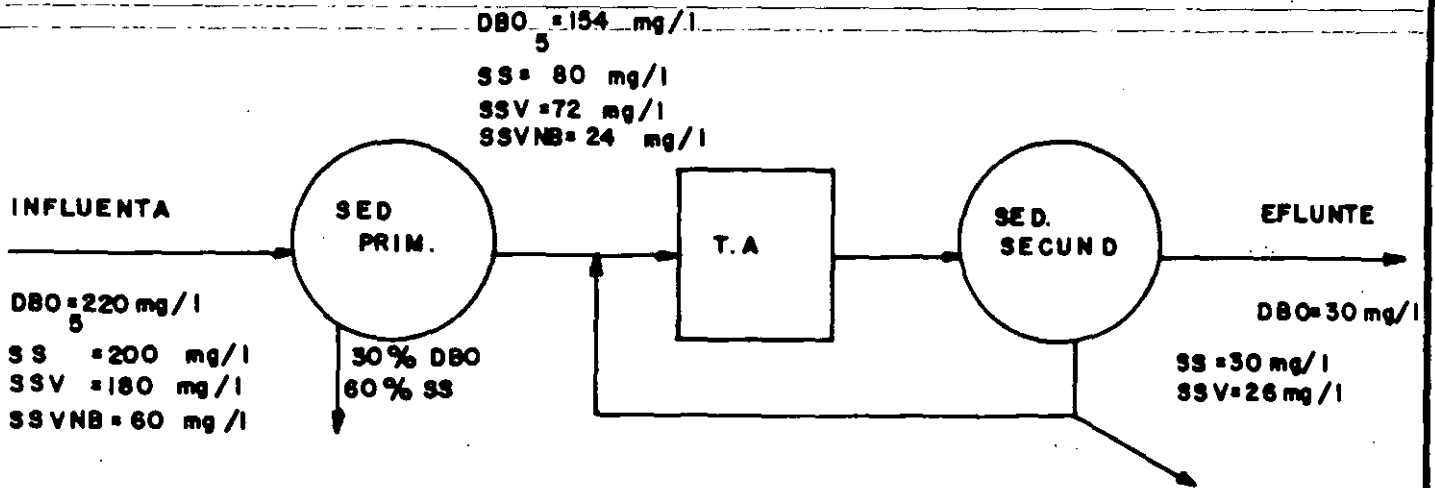


FIG.19 CONDICIONES DE OPERACION.

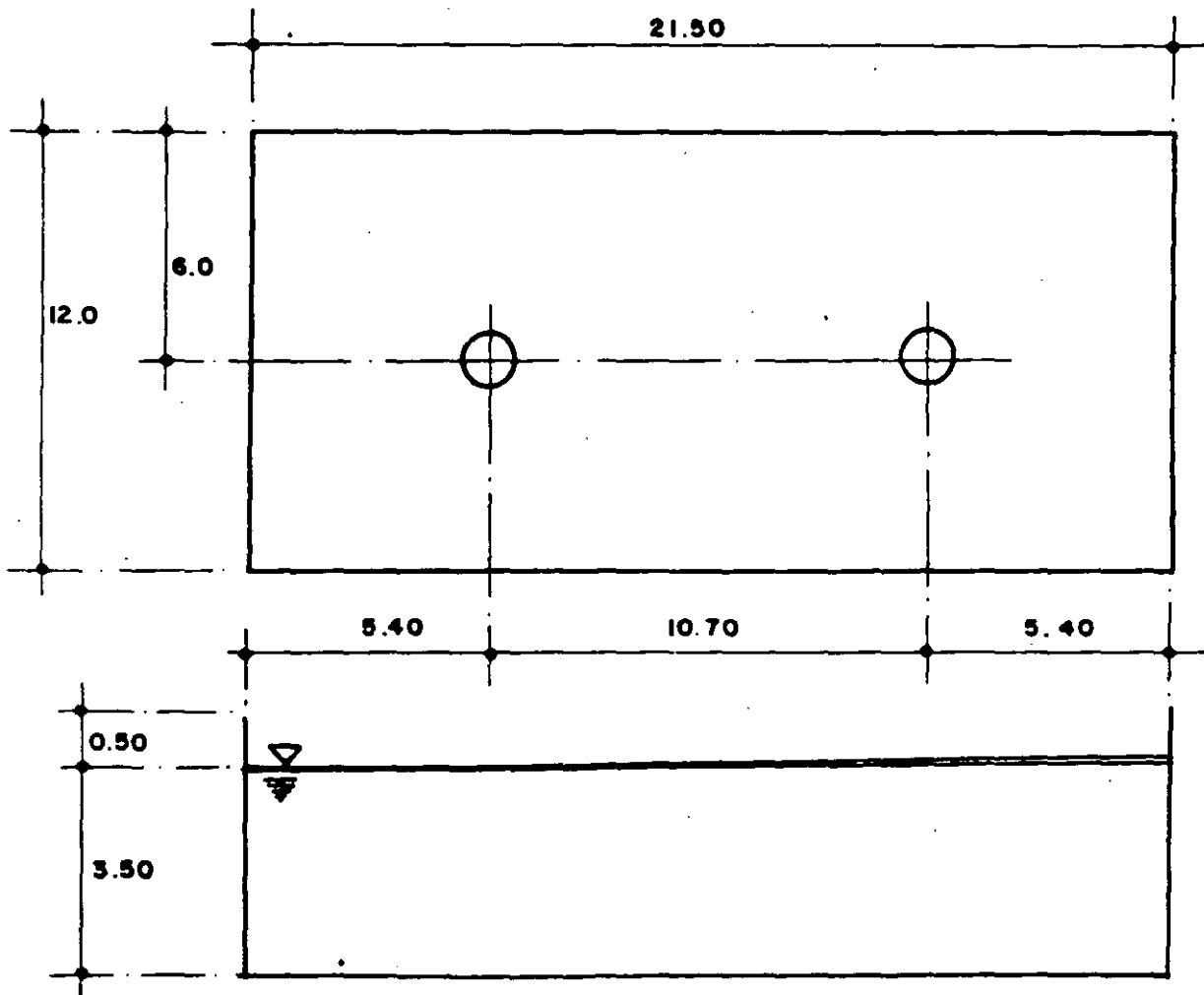


FIG-20 DIMENSIONES TANQUE AERACION.

Considerando 2 módulos:

$$Q = 100 \text{ l/s}$$

$$\text{Vol} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Profundidad} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Bordo libre} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad total} = 4.0 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 258.17 \text{ m}^2$$

Ver figura 20.

Considerando un tiempo de retención celular de 5 días = 120 hrs, la concentración de masa activa en el reactor será de:

$$Ma = \frac{K_s F}{K_e + (1/ts)} = Ma = \frac{(4.35) (9.2)}{(0.0174) + (1/120)}$$

La concentración de masa endógena:

$$Me = 0.2 K_e Ma ts = 0.2 (0.0174) (1554.4) (120)$$

$$Me = 649.12 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inerte (orgánica no biodegradable)

$$Mi = Mi_{inf} (ts/t) = 24 (120/2.51) = 1147.41 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inorgánica.

$$Mii = Mi_{inf} (ts/t) + 0.1 (Ma + Me)$$

$$Mii = 8 (120/2.51) + 0.1 (1554.4 + 649.12) = 602.8 \text{ mg/l}$$

Por lo tanto:

$$\text{SSLM} = Ma + Me + Mi + Mii$$

$$\text{SSLM} = 1154.4 + 649.12 + 1147.41 + 602.8 = 3953.7 \text{ mg/l}$$

$$\text{SSVLM} = Ma + Me + Mi = 3350.9 \text{ mg/l}$$

Requerimientos de oxígeno:

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (F_i - F)}{t} - \frac{1.42 (M_a + M_e)}{t_s}$$

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (154 - 9.2)}{t} - \frac{1.42 (1554.4 + 649.12)}{t_s}$$

$$\frac{dO}{dt} = 86.53 - 26.07 = 60.46 \text{ mg/l hr}$$

$$\text{Vol/tanque} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\frac{dO}{dt} = 60.46 \times 10^{-3} \times 903.6 \times 10^3$$

$$\frac{dO}{dt} = 54.63 \text{ kg D}_2/\text{hr}$$

Transferencia de O₂ - aproximadamente 1 - 1.4 kg O₂/HP/hr

$$\therefore 39 \text{ HP} \approx 40 \text{ HP}$$

Requerimientos de potencia por mezclado.

Los requerimientos de potencia para mantener mezcla completa en el reactor biológico citados en la literatura técnica varía considerablemente. Para fines de este ejemplo se considera como valor mínimo recomendable el de HP/1000 pies cúbicos o 0.0352 HP/m³. Por lo tanto.

$$\text{HP } 0.0352 \times 903.6 = 31.81 \text{ HP}$$

Los requerimientos de oxígeno, por lo tanto son:

2 aereadores de 20 HP c/u

COSTO DE OPERACION POR ENERGIA ELECTRICA.

Considerando un costo de \$ 200/Kw-hr

$$80 (.7457) \times 24 \times 200 \times 31 = 8.88 \text{ millones de pesos/mes}$$

Generación de lodos de desecho:

$$\text{Primarios} = \frac{(200) (.6) (200) (86400)}{10} = 2073.6 \text{ kg/día}$$

Considerando una concentración del 4%

$$Q = 51.84 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Secundarios} = \frac{\text{SSLM} * \text{Vol}}{\text{ts}} = \frac{(3953.7) (903.6) (2) (10^{-6}) (10)}{5}$$

$$= 1429.02 \text{ kg/día}$$

$$\text{Secundarios} = y (Q) (F-F_i) (10^{-6}) (864000) = 1330.56 \text{ kg/día}$$

Considerando una concentración del 1.5%

$$Q = 95.27 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{\text{total}} = 147 \text{ m}^3/\text{día}.$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

C U R S O S A B I E R T O S

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS

S E D I M E N T A C I O N .

SEDIMENTACION

Es un proceso de separación sólido-liquido que emplea la fuerza de gravedad para remover sólidos suspendidos.

- 1) Aplicaciones: Potabilización del agua, tratamiento de aguas residuales, tratamiento avanzado de agua.
 - o Aplicaciones en potabilización del agua:
 - a) Sedimentación simple de aguas superficiales previa al tratamiento de clarificación.
 - b) Sedimentación de agua coagulada y floculada antes de la filtración rápida en lechos granulares:
 - c) Sedimentación de agua coagulada y floculada en el proceso de ablandamiento químico del agua.
 - d) Sedimentación de precipitados de hierro y manganeso.
 - o Aplicaciones en tratamiento de aguas residuales:
 - a) Remoción de arenas, arcillas y limos.
 - b) Remoción de sólidos suspendidos en clarificadores primarios.
 - c) Remoción de flóculos biológicos en plantas de tratamiento mediante lodos activados.
 - d) Remoción de humus en plantas de tratamiento mediante procesos biológicos de contacto (filtros percoladores, biodiscos).
 - o Aplicaciones en tratamiento avanzado de agua:
 - a) Remoción de flóculos coagulados químicamente antes de la filtración.

Los principios básicos del proceso de sedimentación son los mismos para cualquier tipo de aplicación.

Los tanques se construyen comúnmente de concreto reforzado.

2) Secciones: circular, cuadrada o rectangular

TIPO II. Sedimentación de partículas floculentas en una suspensión diluída.

TIPO III. Sedimentación de zona de partículas con concentración intermedia.

TIPO IV. Sedimentación por compresión.

3.1.) TIPO I.

Las partículas sedimentan como unidades separadas y aparentemente no hay interacción entre ellas.

Ejemplos: Sedimentación simple de aguas superficiales y de arenas.

Ecuaciones para el análisis:

$$\text{General: } v_s = \sqrt{\frac{4g}{3C_D} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) d} \quad (1)$$

$$\text{Stokes } v_s = \frac{1}{18} \frac{g}{\mu} (\rho_s - \rho) d^2 \quad (2a)$$

$$\text{ó } v_s = \frac{1}{18} \frac{g}{\nu} (S_s - 1) d^2 \quad (2b)$$

para condiciones de flujo laminar.

$$\text{Flujo de transición: } v_s = 0.78 \left[(\rho_s - \rho) d^{1.6} \rho^{-0.4} \mu^{-0.6} \right]^{0.714} \quad (3)$$

$$\text{Newton: } v_s = 1.82 \sqrt{g (S_s - 1) d} \quad (4)$$

para condiciones de flujo turbulento.

donde

v_s = velocidad de sedimentación de una partícula discreta.

C_D coeficiente de arrastre, el cual es una función del número de Reynolds. (figura 1)

ρ_s densidad de masa de la partícula

ρ densidad de masa del líquido

S_s densidad relativa partícula-líquido

μ viscosidad absoluta (dinámica)

ν viscosidad relativa (cinemática)

d diámetro de la partícula

g aceleración debida a la gravedad

Flujo laminar

$$N_R < 1, C_D = \frac{24}{N_R}, N_R = \frac{\rho v d}{\mu} = \frac{v d}{\nu}$$

Dominan las fuerzas viscosas sobre las de inercia.

Flujo de transición

$$1 < N_R < 1000, C_D = \frac{18.5}{N_R^{0.6}}$$

$$C_D = \frac{24}{N_R} + \frac{3}{\sqrt{N_R}} + 0.34 \text{ (Fair, Geyer y Okun)}$$

Las fuerzas viscosas y las de inercia tienen la misma importancia.

Flujo turbulento

$$1000 < N_R < 25,000, C_D = 0.4 \text{ (partículas esféricas)}$$

Dominan las fuerzas de inercia sobre las viscosas

Se puede emplear la fig. 2 para obtener la velocidad de sedimentación en las tres regiones de flujo. a partir del

di metro, densidad y temperatura

3.1.1) Teoría del tanque ideal de Camp

Se base en las hipótesis siguientes:

- a) La sedimentación de partículas es Tipo I.
- b) El flujo se distribuye uniformemente a la entrada del sedimentador
- c) El flujo se distribuye uniformemente a la salida del sedimentador.
- d) Zonas del tanque: entrada, sedimentación, lodos y salida.
- e) Hay una distribución uniforme de partículas en toda la profundidad de la zona de entrada.
- f) Las partículas que entran a la zona de lodos ahí permanecen.

En la fig. 3 aparece el diagrama de un tanque ideal rectangular, donde:

V_0 es la velocidad de sedimentación de la partícula de tamaño más pequeño que se remueve en un ciento porciento.

Cuando una partícula de este tamaño entra al tanque al nivel del espejo de agua (punto 1), tiene la trayectoria mostrada e intercepta la zona de lodos en el punto 2.

El tiempo de retención, t , es igual a $\frac{H}{V_0}$ (5)

Se puede exponer también como: $t = \frac{L}{V}$ (6)

La velocidad horizontal, V , es igual a $\frac{Q}{LW}$ (7)

Combinando estas expresiones: $t = \frac{LWH}{Q}$ (8)

Como LWH es el volumen del tanque, $t = \frac{V}{Q}$ (9)

Igualando las ecs (8) y (5) $\frac{LWH}{Q} = \frac{H}{V_0}$

quedando:

$$V_o = \frac{Q}{LW} , \text{ o sea } V_o = \frac{Q}{As} \quad (10)$$

donde

As área superficial del tanque

La ec. (10) muestra que la tasa hidráulica (tasa de derrame o carga superficial) es equivalente a la velocidad de sedimentación de la partícula de tamaño más pequeño que se remueve en un ciento por ciento.

o Tanque de sedimentación sección circular

En la fig. 4 aparece el diagrama del tanque ideal de sección circular, donde.

$$V = \frac{Q}{2\pi r l l} \quad (11)$$

$$\frac{dh}{dr} = \frac{V_o}{V} \quad (12)$$

quedando

$$\frac{dh}{dr} = \frac{2\pi r l l V_o}{Q} \quad (13)$$

integrando:

$$\int_0^H dh = \frac{2\pi l l V_o}{Q} \int_{r_1}^{r_0} r dr \quad (14)$$

resolviendo la integral

$$H = \frac{2\pi l l V_o}{Q} \left(\frac{r^2}{2} \right) \Big|_{r_1}^{r_0} \quad (15)$$

ó

$$H = \frac{\pi l l V_o}{Q} (r_0^2 - r_1^2) = \frac{l l s V_o}{Q}$$

quedando

$$V_o = \frac{Q}{As} \quad (16)$$

la ec (16) es idéntica a la ec (10) del tanque rectangular

o Condiciones de sedimentación de otros tamaños de partículas.

En las figuras 5 y 6 se muestra que todas las partículas con una velocidad de sedimentación, V_1 , mayor que V_0 se removerán totalmente, dado que su trayectoria intercepta la zona de lodos. Las partículas con una velocidad de sedimentación, V_2 , menor que V_0 , se removerán en una proporción

$$\frac{V_2}{V_0} = \text{o sea, } R_2 = \frac{H_2}{H} \quad (17)$$

En las suspensiones que se estudian en el tratamiento de agua se presenta, en general, una gran variedad de tamaños de partículas, por lo que se debe evaluar el rango completo de velocidades de sedimentación y por tanto la remoción total que se puede esperar para una tasa hidráulica (tasa de derrame o carga superficial) dada.

- Análisis experimental

Columna de sedimentación
Proceso cerrado (batch)
Suspensión homogenizada.

Se toman muestras a varias profundidades y tiempos para determinar la concentración de sólidos. La interpretación de los datos da como resultado una curva como la que aparece en la fig. 7. La fracción del total de partículas que se remueven a una velocidad V_0 es:

$$\text{Fracción removida} = (1-F_0) + \frac{1}{V_0} \int_0^{F_0} V \, dF \quad (18)$$

donde

$(1-F_0)$ fracción de partículas con velocidad V mayor que V_0 .

$\frac{1}{V_0} \int_0^{F_0} V \, dF$ fracción de partículas con velocidad V menor que V_0

o Resumen

En la teoría del tanque de sedimentación ideal la remoción de sólidos suspendidos es una función de la tasa de derrame o la velocidad de sedimentación de diseño, V_0 , el tiempo de retención, t , y la profundidad, H .

3.2) Tipo II

Corresponde a la sedimentación de partículas flocculentas en una suspensión diluida. Las partículas flocculan durante la sedimentación, con lo que aumentan de tamaño y sedimentan a una velocidad mayor. La sedimentación primaria de aguas residuales y de agua y aguas residuales coaguladas químicamente, son ejemplos de este tipo de sedimentación.

Para evaluar las características de sedimentación de una suspensión flocculenta se deben realizar ensayos en columnas mediante un proceso cerrado (batch). En la fig. 8 se muestra una columna para tal prueba. Diámetro = 15 a 20 cm. para minimizar los efectos de pared. La altura por lo menos igual a la profundidad que se proponga para el tanque de sedimentación. Los orificios o puertos para la toma de muestras se deben localizar con intervalos iguales en toda la altura de la columna.

La suspensión se debe mezclar vigorosamente y vaciar rápidamente en la columna a fin de asegurar que se tenga una distribución uniforme de las partículas en toda la altura de la columna. Para que la prueba sea representativa se debe hacer en condiciones de reposo y la temperatura no debe variar en más de 1°C en la altura de la columna a fin de evitar corrientes de convección. Las muestras se toman a intervalos periódicos y se determinan las concentraciones de sólidos suspendidos. El porcentaje de remoción se calcula para cada muestra conociendo la concentración inicial de sólidos suspendidos y la concentración de la muestra. El porcentaje de remoción se grafica contra los tiempos y profundidades a las que se tomaron las muestras. Se hacen interpolaciones entre los puntos obtenidos y se trazan curvas de igual porcentaje de remoción, R_A , R_B , etc., ver fig. 9.

Las tasas de derrame o cargas superficiales, V_0 , se determinan para los diferentes tiempos de sedimentación, t_a , t_b , etc, donde las curvas R interceptan el eje horizontal, por ejemplo, para la curva R_{40} , la tasa de derrame es:

$$V_0 = \frac{3.05\text{m}}{47\text{min}} \times 1440 \frac{\text{min}}{\text{día}} = 93.45 \text{ m}^3/\text{m}^2 - \text{día.}$$

Las fracciones de sólidos removidos, R_t , para los tiempos t_a , t_b , etc., se pueden entonces determinar. Por ejemplo para el tiempo $t = 17$ min., la fracción removida R_t ser :

$$R_t = R_{20} + \frac{2.05m}{3.05m} (R_{30} - R_{20}) + \frac{0.88}{3.05} (R_{40} - R_{30}) + \\ + \frac{0.61}{3.05} (R_{50} - R_{40}) + \frac{0.40}{3.05} (R_{60} - R_{50}) + \frac{0.21}{3.05} (R_{70} - R_{60})$$

$$R_t = 0.2 + 0.067 + 0.029 + 0.02 + 0.013 + 0.007$$

$$R_t = 0.336 = 33.6\%$$

Así, se puede hacer con cada uno de los tiempos. Con esta información se pueden graficar las curvas de porcentaje de remoción de sólidos vs tiempo y de porcentaje de remoción de sólidos vs tasa de derrame. Ver figs. 10 y 11.

Para aplicar las curvas en el diseño de un tanque de sedimentación, se emplean factores de escalamiento para compensar los efectos de pared de la columna de sedimentación. Para la tasa de derrame 0.65 y para el tiempo de retención 1.75.

3.3) Tipos III y IV

La sedimentación tipo III o con interferencia comprende las partículas de concentración intermedia que se encuentran muy cercanas unas de otras lo que provoca que las fuerzas interpartículas interfieren la sedimentación de partículas vecinas. Las partículas permanecen en una posición fija relativa una a otra y todas sedimentan con una velocidad constante. Como resultado, la masa de partículas sedimenta como una zona. En la parte superior de la masa que se asienta, se tiene una interfaz sólido-líquido entre las partículas y la zona clarificada (Ejemplo: Clarificador final del proceso biológico de lodos activados).

La sedimentación tipo IV, o de compresión, corresponde a partículas que están a tan alta concentración que se tocan unas a otras y la sedimentación puede ocurrir solo por compresión de la masa (Ejemplo: Profundidades más bajas de un clarificador final del proceso biológico de lodos activados)

La evaluación de la sedimentación de una suspensión de partículas floculentas que sigan un comportamiento tipo III o IV se hace mediante un cilindro graduado como se muestra en la figura 12. (a)

y (b) (sistema cerrado).

La figura 13 (a) muestra una sección transversal de un clarificador circular final del proceso de lodos activados, donde se definen las clases de sedimentación que pueden ocurrir. La zona de agua clarificada usualmente es de 1.5 a 1.8 m de profundidad, y la profundidad total para la zona con interferencia, de transición, y de compresión, usualmente es de 1.5 a 2.1 m.

3.3.1) Diseño de sedimentadores.

Las pruebas permiten obtener los parámetros básicos de diseño de sedimentadores. Para el caso de clarificadores finales se obtienen datos tanto de la clarificación del líquido como del espesamiento de lodos.

Los cilindros de prueba se equipan con un dispositivo de agitación lenta para simular la acción de arrastre de los limpiadores mecánicos de lodos. El equipo debe girar a 4 a 6 revoluciones por hora.

Considerando que con los resultados de una prueba se obtiene la curva de sedimentación de la figura 14, el área de un clarificador final se determina con el siguiente procedimiento:

- a) Se calcula la pendiente de la región de sedimentación con interferencia, V_0 . Esta es la velocidad de sedimentación requerida para clarificación.
- b) Se prolongan las tangentes desde la región de sedimentación con interferencia y desde la de compresión. Bisectar el ángulo formado y localizar el punto 1.
- c) Se traza una tangente a la curva en el punto 1
- d) Conociendo la concentración inicial de los lodos, C_0 , y la altura inicial de los lodos, H_0 , se selecciona una concentración del bajo flujo para diseño, C_u , y se determina la altura de la interfaz, H_u .

$$\text{Como } C_u H_u = C_0 H_0, \text{ entonces } H_u = \frac{C_0 H_0}{C_u} \quad (19)$$

- e) Se traza una línea horizontal a partir de H_u hasta intersectar la tangente y se determina el tiempo, t_u , que es el requerido para alcanzar la concentración deseada, C_u .
- f) Determinar el área requerida para espesamiento, A_t .

$$A_t = 1.5 (Q + R) \frac{t_u}{H_o} \quad (20)$$

donde

Q gasto influente al aerador

R gasto de lodo recirculado

(Q + R) gasto total influente al clarificador

1.5 factor de escalamiento

g) Determinar el rea requerida para clarificación, A_c .

$$A_c = 2.0 \frac{Q}{V_o} \quad (21)$$

donde

Q gasto efluente del clarificador final

2.0 factor de escalamiento

El área de control para el diseño del clarificador será la mayor de las dos reas calculadas.

El diseño se hace con el gasto promedio diario, aunque se debe revisar el comportamiento del sedimentador para el gasto pico horario. De ser el caso, el rea se debe calcular con este gasto.

3.3.2 Otro enfoque para el diseño de sedimentadores

Se basa en el concepto de flujo de sólidos de Dick, y se aplica en clarificadores finales del proceso de lodos activados y en espesadores de lodos.

El flujo de sólidos es la tasa de sólidos por unidad de área vista en plano (Kg/hora-m^2)

Las partículas que se sedimentan, pasan de una concentración inicial, C_o a una concentración en el bajo flujo C_u , en el fondo del tanque. A cierto nivel del recorrido de las partículas se presenta un flujo de sólidos límite, C_l . Este flujo no debe excederse o los sólidos crecerán y se derraman por el efluente del tanque. Los datos que se requieren para diseñar bajo este concepto se determinan de pruebas de sedimentación en flujo cerrado (batch). Se hacen pruebas con numerosas

concentraciones de lodos para obtener las velocidades de sedimentación con interferencia.

Se grafican las velocidades, V_o , versus la concentración de sólidos, C , como aparece en la Fig. 15.

Para las diversas concentraciones, se calcula el flujo de sólidos multiplicando la velocidad por la concentración de sólidos. La curva resultante del flujo de sólidos versus la concentración aparece en la fig. 16.

En cualquier nivel del tanque de sedimentación, el movimiento de los sólidos por sedimentación es:

$$G_s = C_t V_t \quad (22)$$

donde

G_s flujo de sólidos por gravedad

C_t concentración de sólidos

V_t velocidad de sedimentación con interferencia

y el movimiento de los sólidos por el flujo en la parte baja del tanque (compresión) es:

$$G_b = C_t V_b \quad (23)$$

donde

G_b flujo masa

V_b velocidad de la masa

El flujo total de sólidos debida a sedimentación por gravedad y por movimiento de la masa es:

$$G_t = G_s + G_b = C_t V_t + C_t V_b \quad (24)$$

la velocidad se obtiene de:

$$V_b = \frac{Q_u}{A} \quad (25)$$

donde

Q_u Gasto del bajo flujo

A Area horizontal del tanque

El peso de sólidos que sedimentan por unidad de tiempo es:

$$M_t = Q_o C_o = Q_u C_u \quad (26)$$

donde

M_t tasa de sólidos que sedimentan

Q_o gasto influente al tanque

C_o concentración de sólidos en el influente

C_u concentración de sólidos en el bajo flujo

El área límite de la sección transversal, A, requerida está dada por:

$$A = \frac{M_t}{G_L} = \frac{Q_o C_o}{G_L} \quad (27)$$

donde

G_L flujo límite

De la ec. (25): $Q_u = \frac{M_t}{C_u}$, y con las ecuaciones (24) y (26), se obtiene:

$$V_b = \frac{M_t}{C_u A} = \frac{G_L}{C_u} \quad (28)$$

Estas relaciones se muestran en la fig. 17.

Seleccionando una concentración del bajo flujo, C_u , y trazando una tangente a la curva de flujo se obtiene en la intercepción del eje vertical el valor del flujo límite, G_L . La pendiente de la tangente es igual a la velocidad de la masa, V_b . El valor del flujo a gravedad es G_s , mientras que el valor del flujo masa es $G_u - G_s$.

4) Características físicas de los sedimentadores.

4.1) Geometría (Ver figuras anexas)

Rectangulares

Cuadrados
Circulares

Ventajas y desventajas

4.2) Entrada (Ver figuras anexas)

Función
Esquemas
Diseño

4.3) Zona de sedimentación

Factores que afectan las condiciones de "tanque ideal"
Clasificación de sedimentadores

4.3.1) Factores básicos de diseño

- a) Carga superficial
- b) Tiempo de retención
- c) Velocidad de escurrimiento
- d) Relación L:H
- e) Número de unidades

a) Carga superficial (m^3/m^2-d)	(Valores medios)
- Remoción de arenas	600-1200
- Sedimentación simple (agua suministro)	5-20
- Sedimentación primaria	
Seguida de tratamiento secundario	32-48
con purga de lodo activado	24-32
- Sedimentación secundaria	
De lodo activado convencional	16-32
De aeración extendida	8-16
De filtros percoladores	16-24
- Clarificación	
Aguas turbias	30-60
Aguas con color	15-45
Aguas con tratamiento biológico	
Coaguladas con sulfato de aluminio	20-24
Coaguladas con sales de hierro	28-32
Coaguladas con cal	56-64
- Ablandamiento químico	30-80
- Contacto de sólidos	
Aguas turbias	70-120
Aguas con calor	60-100
Ablandamiento	80-160
- Sedimentación alta tasa (flujo laminar)	60-250

b) Tiempo de retención medio (horas)

- Desarenación	menor de 0.25
- Sedimentación simple	1-4
- Sedimentación primaria	0.75-2
- Sedimentación secundaria	1.0-2.5
- Sedimentación de aguas tratadas con coagulantes provenientes de un proceso biológico	2.0-2.5
- Sedimentación de partículas coaguladas o precipitados (aguas de primer uso):	
Diseño convencional	1.5-3.0
Contacto de sólidos	0.75-1.5
Flujo laminar	menor de 0.25

- Relación entre tiempo de retención, profundidad y carga superficial

$$C_s = \frac{Q}{A_s} = \frac{V}{tr \times L \times a} = \frac{L \times a \times H}{L \times a \times tr}$$

$$C_s = \frac{H}{tr} \quad (29)$$

c) La velocidad de escurrimiento en la zona de sedimentación ayuda a la floculación de las partículas provocando choques entre ellas y por ende mejora la sedimentación, pero por otra parte, puede provocar arrastre y resuspensión de las partículas sedimentadas. Se debe lograr la primera acción y evitar la segunda.

En general:

$$V_h: 30 \text{ a } 90 \text{ cm/min}$$

d) Relación entre la velocidad de escurrimiento, la velocidad crítica de sedimentación, la longitud del tanque y el tirante de agua.

$$Q = V_{sc} A_s \quad , \quad Q = V_h A_t \quad (30)$$

$$A_s = aL \quad , \quad A_t = aH$$

$$\frac{V_h}{V_{sc}} = \frac{A_s}{A_t} = \frac{aL}{aH} = \frac{L}{H}$$

A igualdad de carga superficial (velocidad crítica), la relación L/H determinar la velocidad horizontal.

- c) El número de unidades se determina por el gasto de diseño, el grado de flexibilidad deseado en la operación y la economía del proyecto. En plantas grandes el número de unidades lo determina el tamaño máximo práctico de los tanques. El número mínimo recomendable para plantas pequeñas es dos.

4.4) Salida (Ver figuras anexas)

- Función
- Esquemas
- Diseño

4.5) Zona de lodos

- Función
- Producción de lodos
- Mecanismos de arrastre y concentración (Ver figuras)
- Pendientes del fondo de tanques
- Velocidad crítica de arrastre de lodo

5) Unidades de contacto de sólidos (Ver figuras)

- Características
- Funciones
- Aplicaciones
- Sistemas de control del proceso

6) Unidades de flujo laminar (Ver figuras)

- Características
- Ventajas
- Aplicaciones
- Bases teóricas (Ver figuras)

Variables:

V_{sc} , V_o , θ , L , S_c

donde

V_{sc} Velocidad de sedimentación crítica

V_o Velocidad promedio del flujo a través de un sedimentador ($\frac{l}{t}$)

θ Angulo de inclinación del sedimentador

L Longitud relativa del sedimentador

$$L = \frac{l}{e}$$

donde

l longitud del sedimentador

e Profundidad de un sedimentador

Sc Valor crítico del parámetro S que caracteriza la geometría del módulo de sedimentación.

Valores:

Tubos circulares 4/3

Conductos cuadrados 11/8

Placas paralelas 1

- Ecuación general de Yao

$$Sc = \frac{V_{sc}}{V_o} (\sin \theta + L \cos \theta) \quad (31)$$

Valores prácticos:

$L =$ De 20 a 40

$\theta = 5^\circ$ a 60°

$Nr < 500$ (para lograr un flujo laminar)

Se presenta una región de transición donde no se establece flujo laminar, con una longitud relativa L' :

La longitud relativa total es: $L_T = L + L'$, donde $L' = 0.058 \frac{V_o e}{\nu}$

7) Estudios con trazadores

Los tanques de sedimentación los afectan los espacios muertos y las corrientes turbulentas, por viento y térmicas. En el tanque ideal todos los elementos del fluido pasan a través del tanque en un tiempo igual al tiempo de retención teórico, t , que es igual a V/Q . En los tanques reales una parte de los elementos del fluido pasan en un tiempo más corto que el teórico, y otra en un tiempo mayor. Los espacios muertos y las corrientes turbulentas tienen flujo rotacional presentándose muy poca sedimentación ya que la entrada y salida del flujo de estos espacios es muy pequeña. Como resultado, el volumen neto disponible para sedimentación se reduce y por tanto el tiempo medio para el paso de los elementos del fluido decrece. También las corrientes de viento y térmicas crean flujos que pasan directamente desde la entrada a la salida del tanque, lo que decrece el tiempo medio de residencia.

La magnitud de los efectos por espacios muertos, corrientes térmicas y de viento, y las características de los tanques de sedimentación, se pueden medir mediante estudios con trazadores.

Se adiciona una carga de trazador (sal, rodamina B, tritio) en el influente y se determina su concentración en el efluente, como se muestra en la fig. 18. Si hay espacios muertos, se presenta lo siguiente:

$$\frac{\text{Tiempo de retención medio}}{\text{Tiempo de retención teórico}} < 1 \quad (32)$$

Si no hay espacios muertos, la relación es:

$$\frac{\text{Tiempo de retención medio}}{\text{Tiempo de retención teórico}} = 1 \quad (33)$$

Si se presentan cortos circuitos, la relación es:

$$\frac{\text{Tiempo de retención (valor de la mediana)}}{\text{Tiempo de retención medio}} < 1 \quad (34)$$

Si no hay cortos circuitos:

$$\text{Tiempo de retención medio} = \text{Tiempo de retención (valor de la mediana)} \quad (35)$$

Si el tanque es inestable, la gráfica tiempo concentración no se puede reproducir en una serie de pruebas con trazadores. Por lo tanto, es de esperarse que el comportamiento del tanque sea errático.

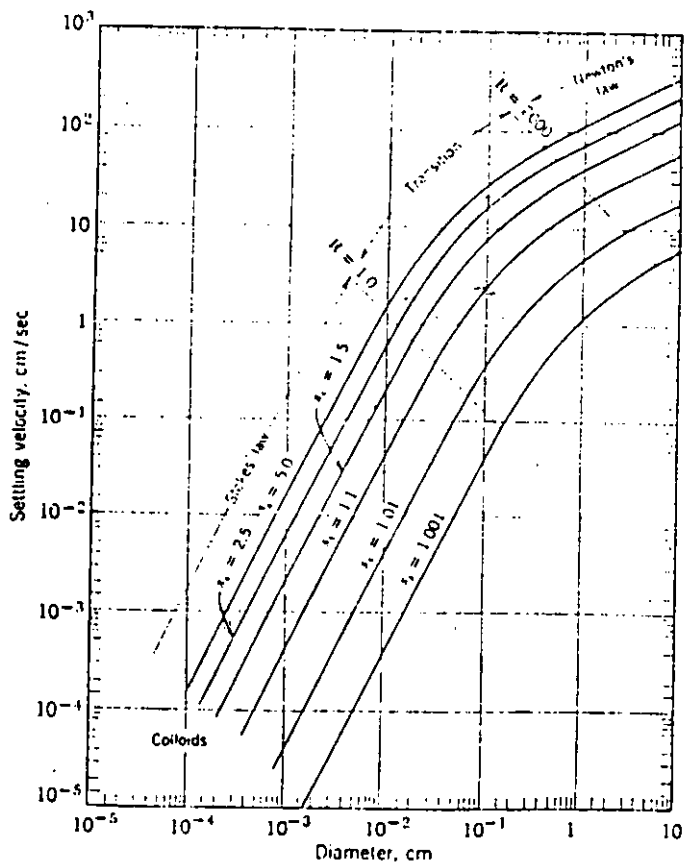
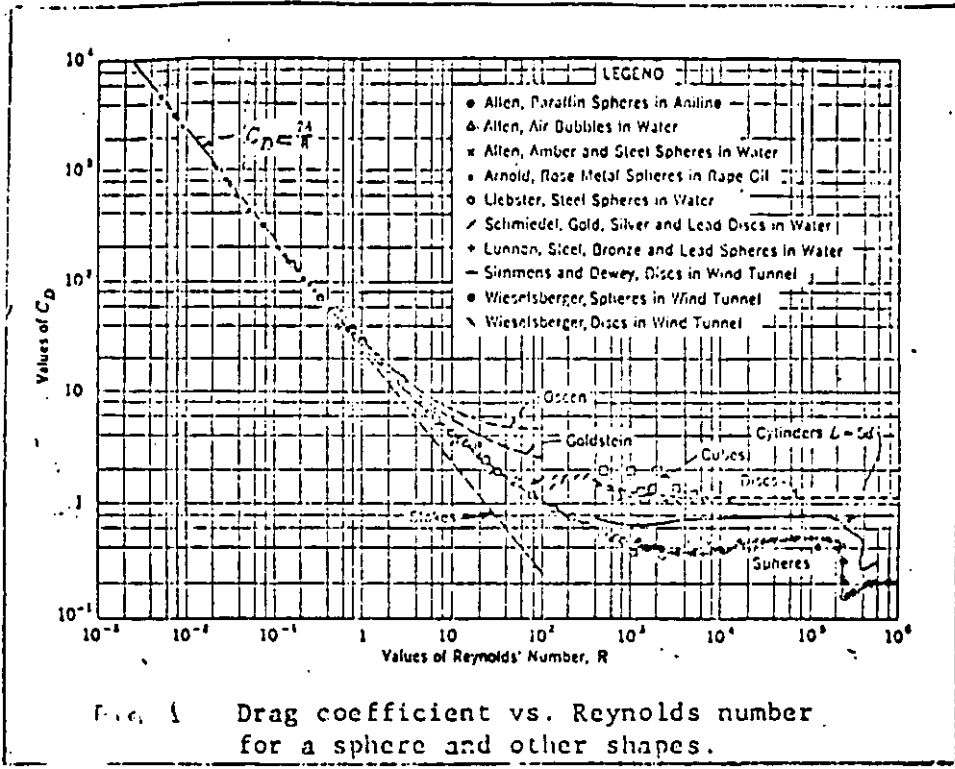
La figura 19 muestra los resultados de estudios con trazadores en

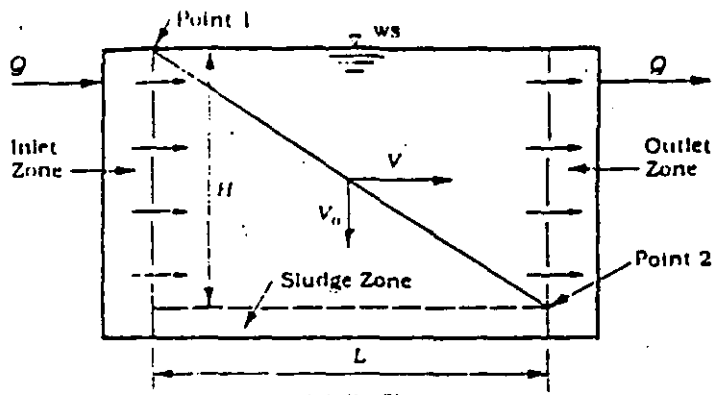
tres tipos de tanques de sedimentación. Se puede observar que el tanque rectangular se aproxima al ideal más que el de sección circular. De los tanques circulares, el de alimentación periférica tiene un mejor funcionamiento que el alimentado por el centro.

En la ingeniería del agua y las aguas residuales la mayoría de las suspensiones son floculentas hasta cierto grado. Estas partículas del mismo tamaño inicial y densidad que las discretas interceptan en la zona de lodos en un tiempo más corto debido a la aglomeración que sufren y a la sedimentación más rápida. Por lo tanto, si se aplica la teoría del tanque ideal a las partículas ligeramente floculentas, el diseño será conservativo. Aunque hay diferencias entre el tanque ideal y los reales, la teoría planteada proporciona el enfoque más racional para el diseño y resalta que los parámetros más importantes son: la tasa de derrame, carga superficial o velocidad de sedimentación, el tiempo de retención y la profundidad.

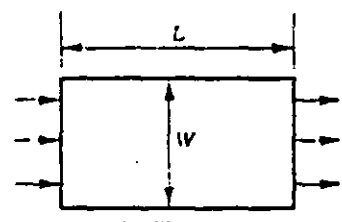
BIBLIOGRAFIA

1. Weber, W.J., Jr., Physicochemical Processes for Water Quality Control, Ed. Wiley, 1972.
2. Eckenfelder, W.W. Jr., y Ford, D.L. Water Pollution Control, The Pemberton Press, Jenkins Publishing Co., 1970.
3. Reynolds, T.D. Unit Operations and Processes in Environmental Engineering, Ed. Brooks/Cole Engineering Division, Monterey, Calif. 1982.
4. Metcalf & Eddy, Wastewater Engineering, Ed. McGraw-Hill, N.Y., 1972.

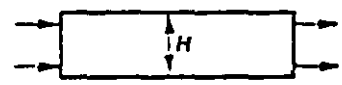




(a) Profile

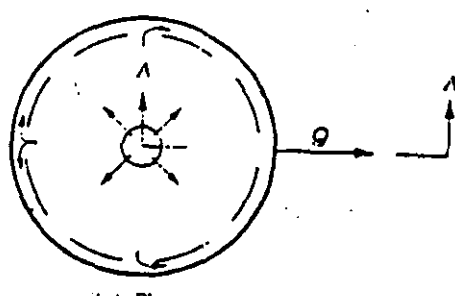


(b) Plan

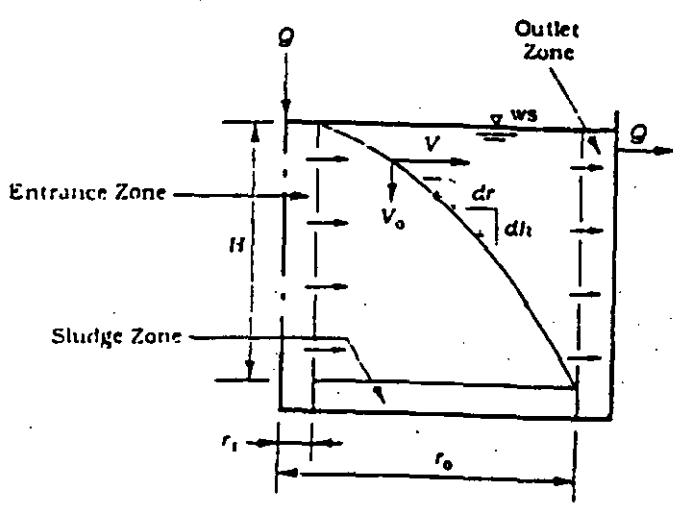


(c) Profile

FIG 4 Ideal Circular Settling Basin



(a) Plan



(b) Half Section A-A

FIG 5 Profile through an Ideal Rectangular Basin

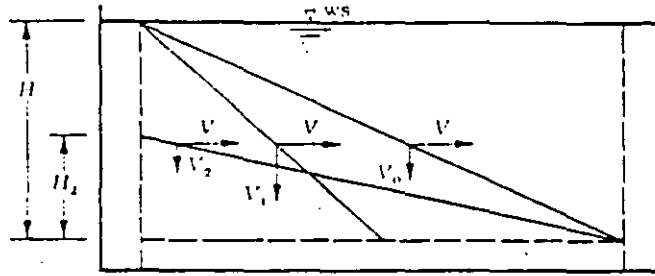


FIG 6 Half Section through an Ideal Circular Basin

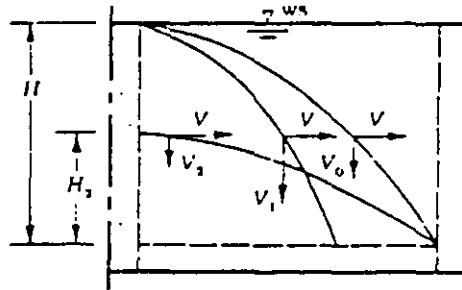


FIG 7 Type I Settling Curve

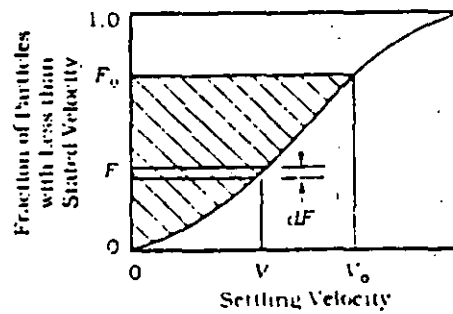


FIG. 8 Batch Settling Column Details for Type II Settling

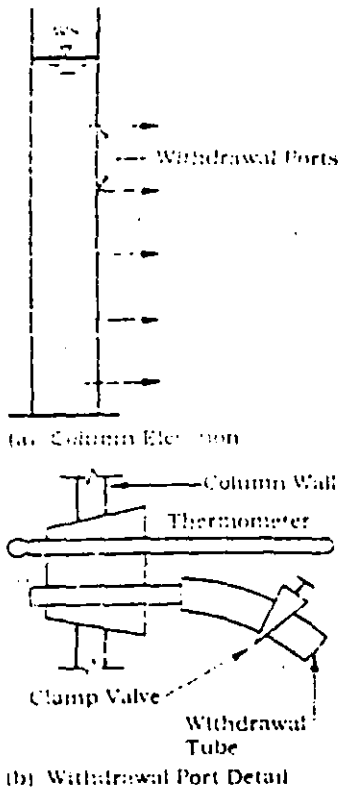


FIG. 9 Graph Showing Suspended Solids Removal (as a Percent) at Various Depths and Settling Times

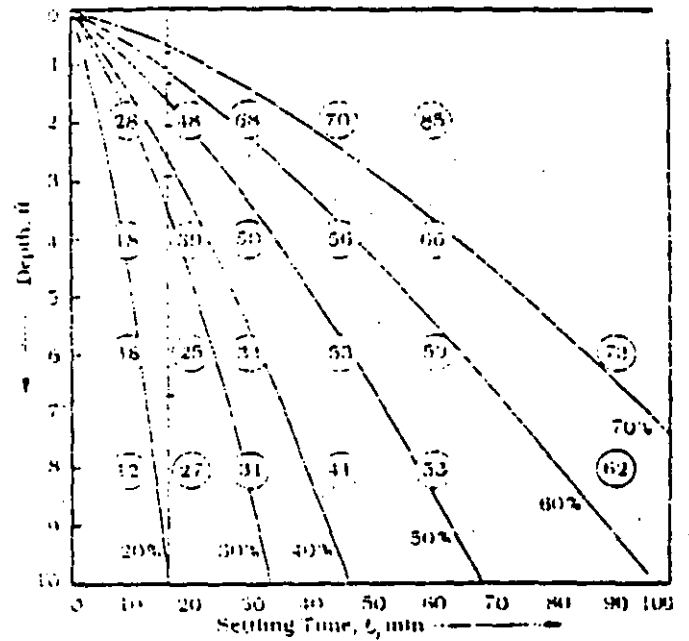


FIG. 10 Suspended Solids Removal versus Detention Time.

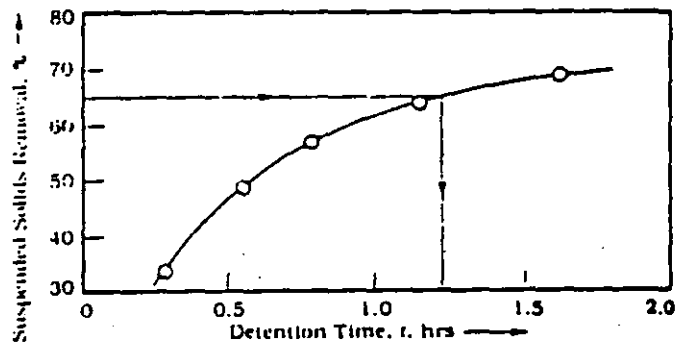


FIG. 11 Suspended Solids Removal versus Overflow Rate

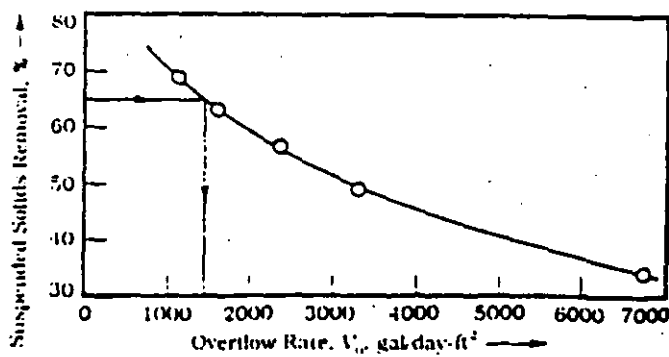
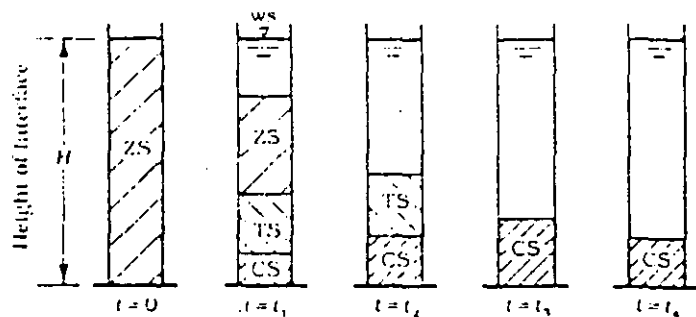
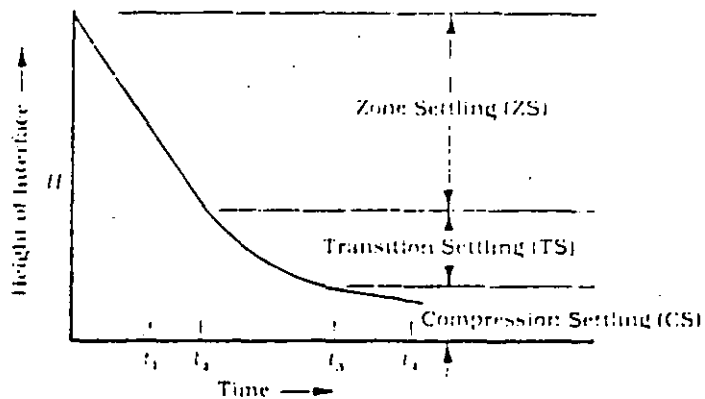


FIG. 12 Settling of a Concentrated Suspension

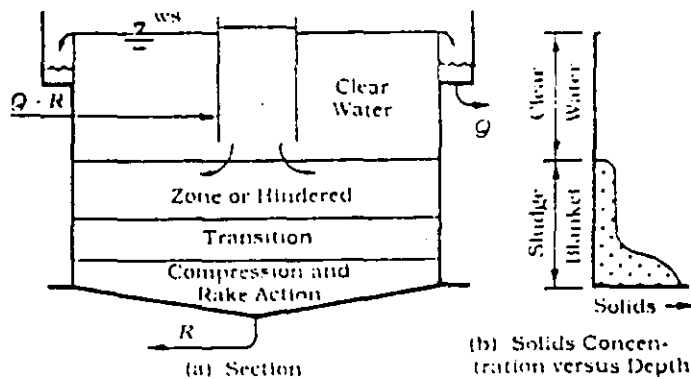


(a) Cylinder Settling



(b) Settling Curve

FIG. 13 Settling in a Final Clarifier for the Activated Sludge Process



(a) Section

(b) Solids Concentration versus Depth

FIG. 14 Analysis of a Batch Settling Curve.
Concentrated Suspension

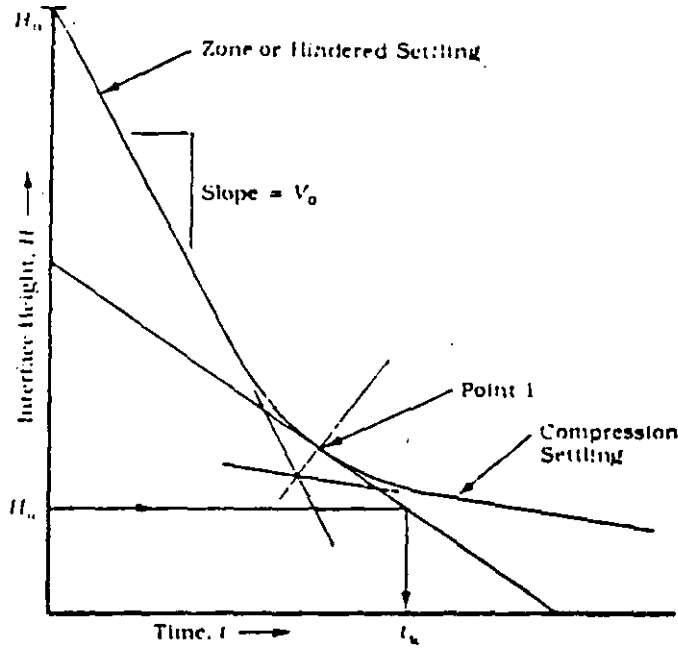


FIG. 15 Zone or Hindered Settling
Velocity versus Solids Concentration

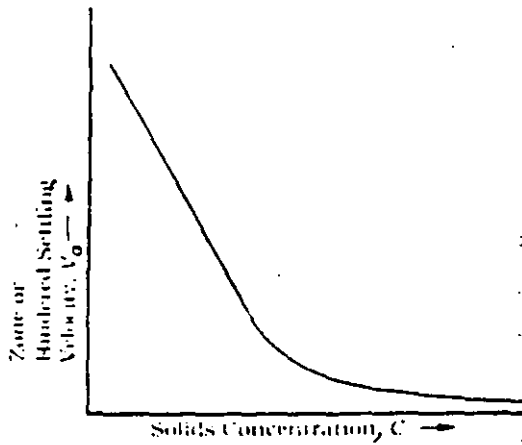


FIG. 16 Solids Flux versus Solids
Concentration

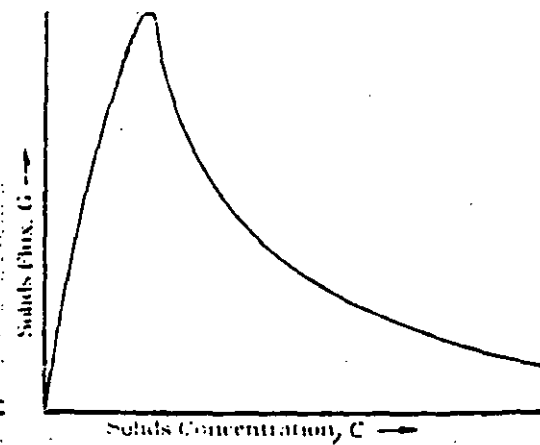


FIG 17 Solids Flux versus Solids Concentration

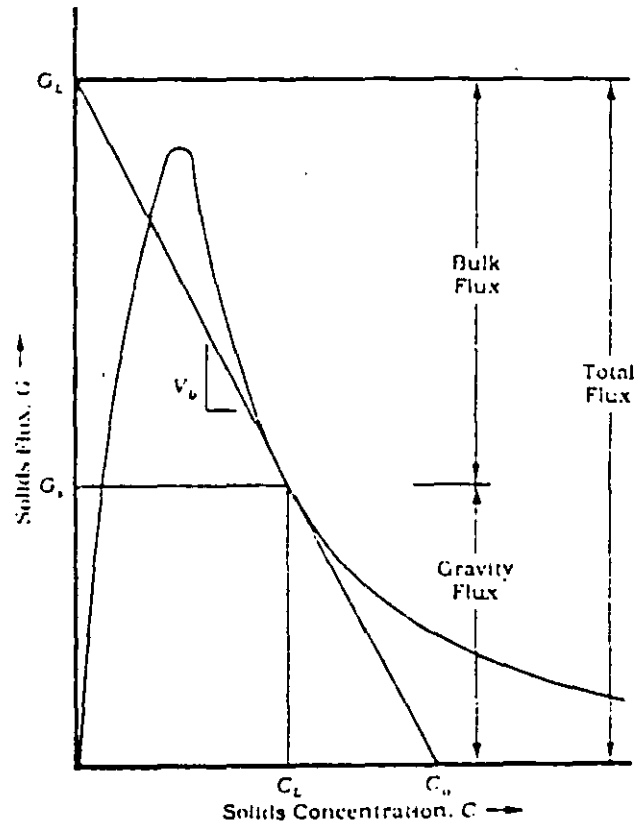


Fig 18 Settling Basin Characteristics as Shown by Tracer Studies

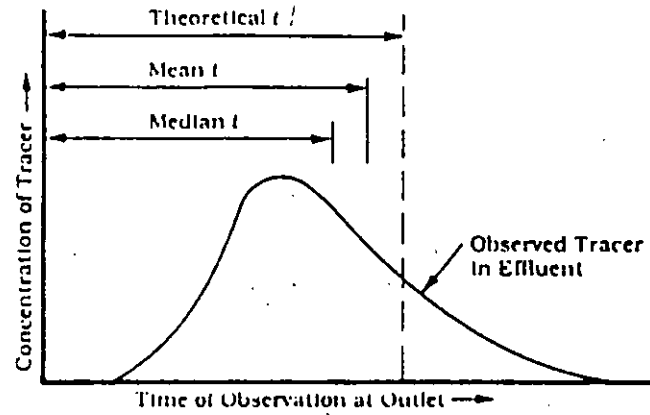
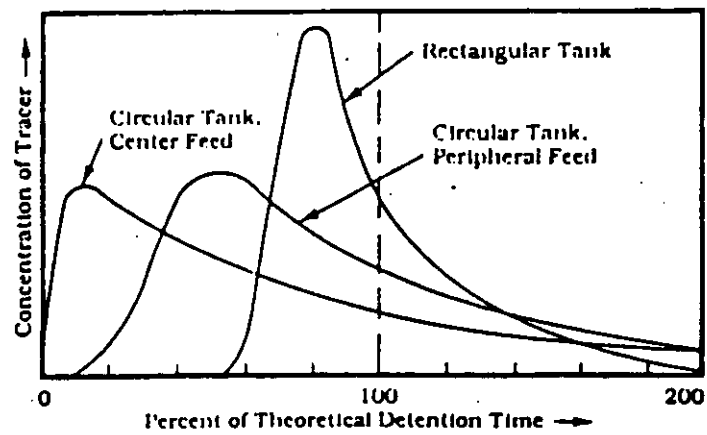
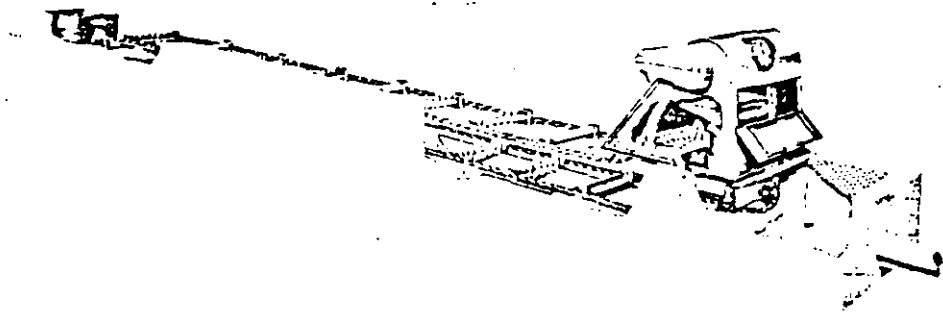
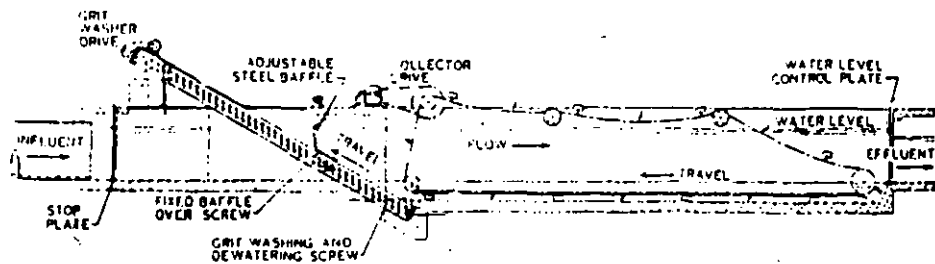
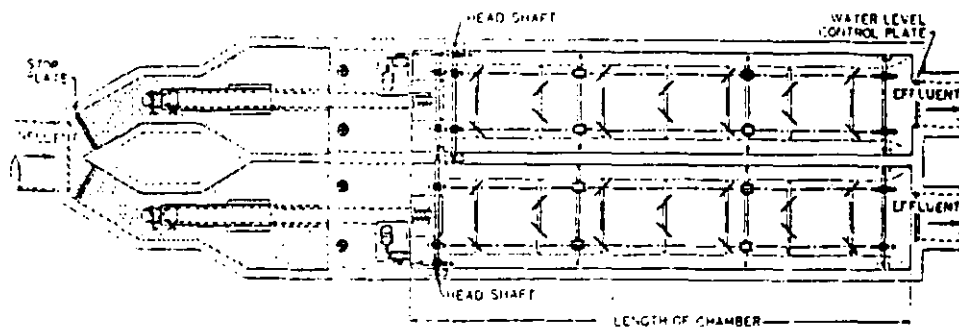


Fig 19 Tracer Studies on Circular and Rectangular Settling Tanks





(a)



(b)

Figure Details of Velocity Controlled Grit Channel. (a) Velocity controlled grit channel (Courtesy Envirex Inc., a Rexnord company.) (b) Plan and longitudinal section of a double channel grit collector. (From Ref. 6. Used with permission of Water Pollution Control Federation, and American Society of Civil Engineers.)

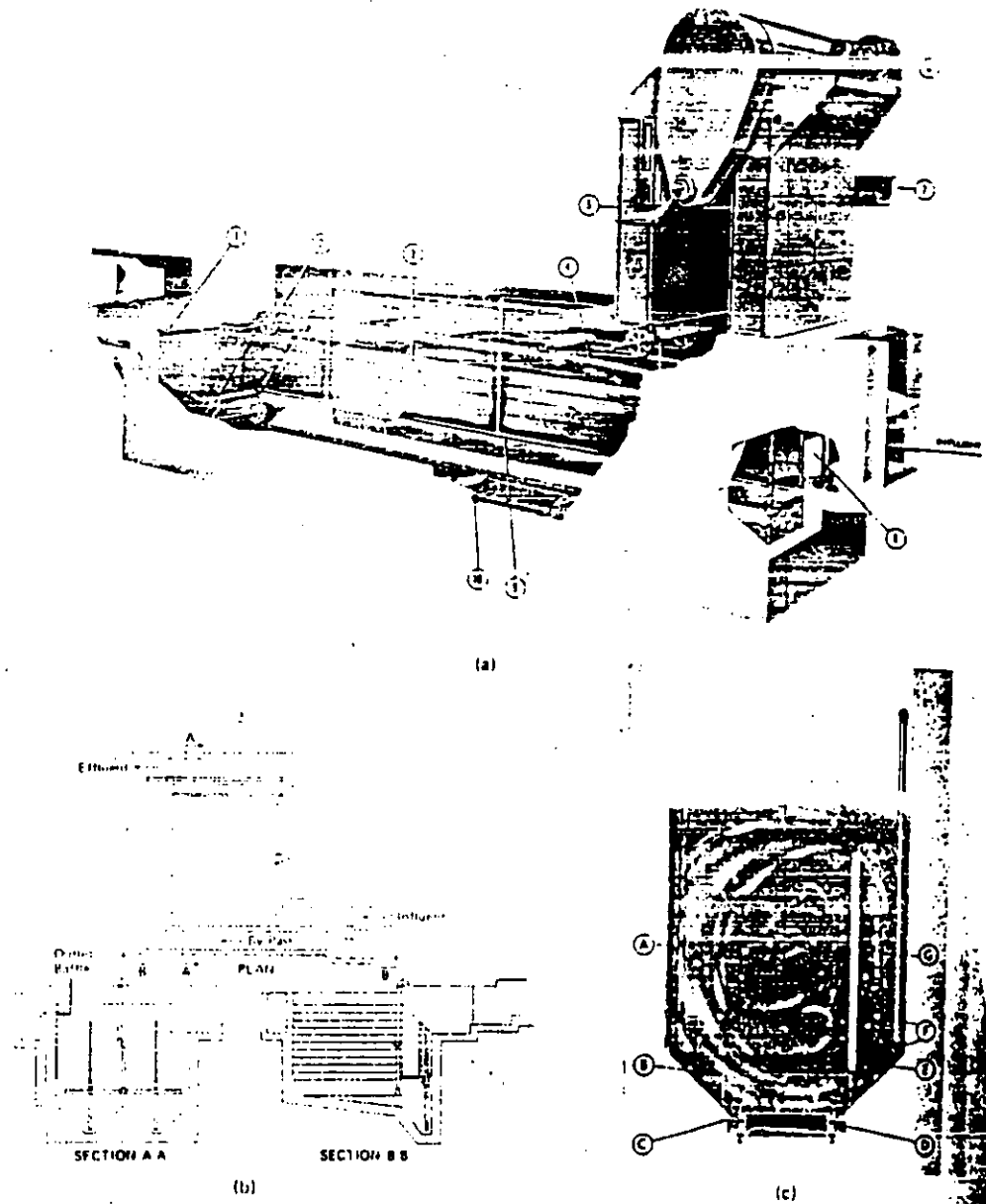
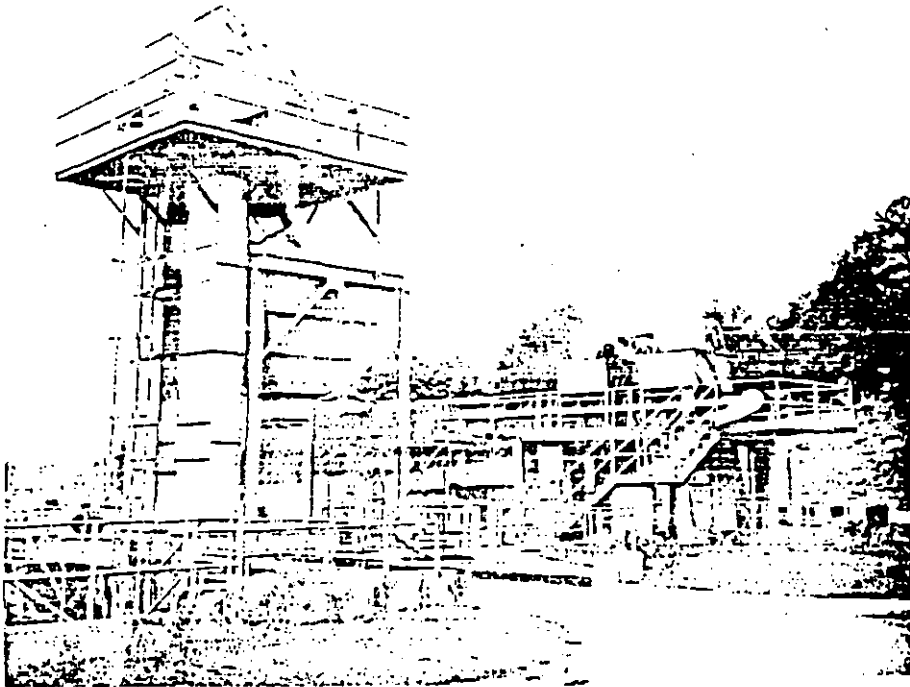


Figure Details of Aerated Grit Chamber. (a) Components of aerated grit removal facility. 1. Effluent weir 2. Sprockets 3. Wooden circulation baffle 4. Guided chain support 5. Housing 6. Motorized drive unit 7. Screw conveyor 8. Inlet baffle 9. Air inlet pipe and headers 10. Chain and bucket collector mechanism. (Courtesy Envirex Inc., a Rexnord Company.) (b) Aerated grit chamber inlet and outlet arrangement. [From Rol. 6. Used with permission of Water Pollution Control Federation, and American Society of Civil Engineers.] (c) Simplified cross section of aerated grit removal facility. A. Flow through zone B. Grit and organic separation zone C. Collection chain guard D. Chain and bucket grit collector E. Circulation baffle F. Air inlet pipe and header G. Air circulation and grit conditioning zone. (Courtesy Envirex Inc., a Rexnord Company.)



Figure Grit Collector and Removal System. (Courtesy Envirex, Inc., a Rexnord Company.) (a) Screw collector and elevator. (b) Chain and bucket grit collector at Atlanta, Georgia South River Plant.

(b)



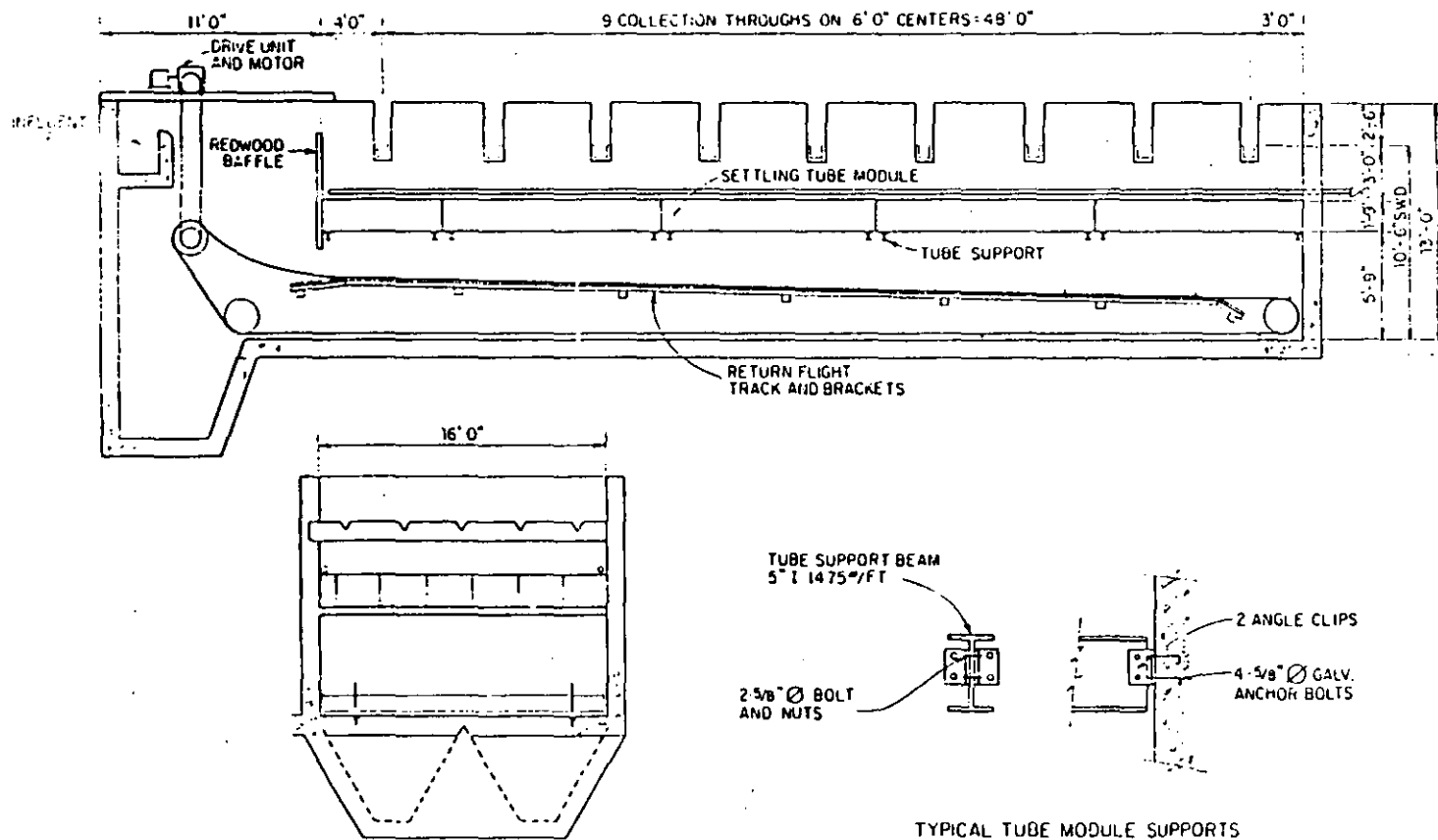
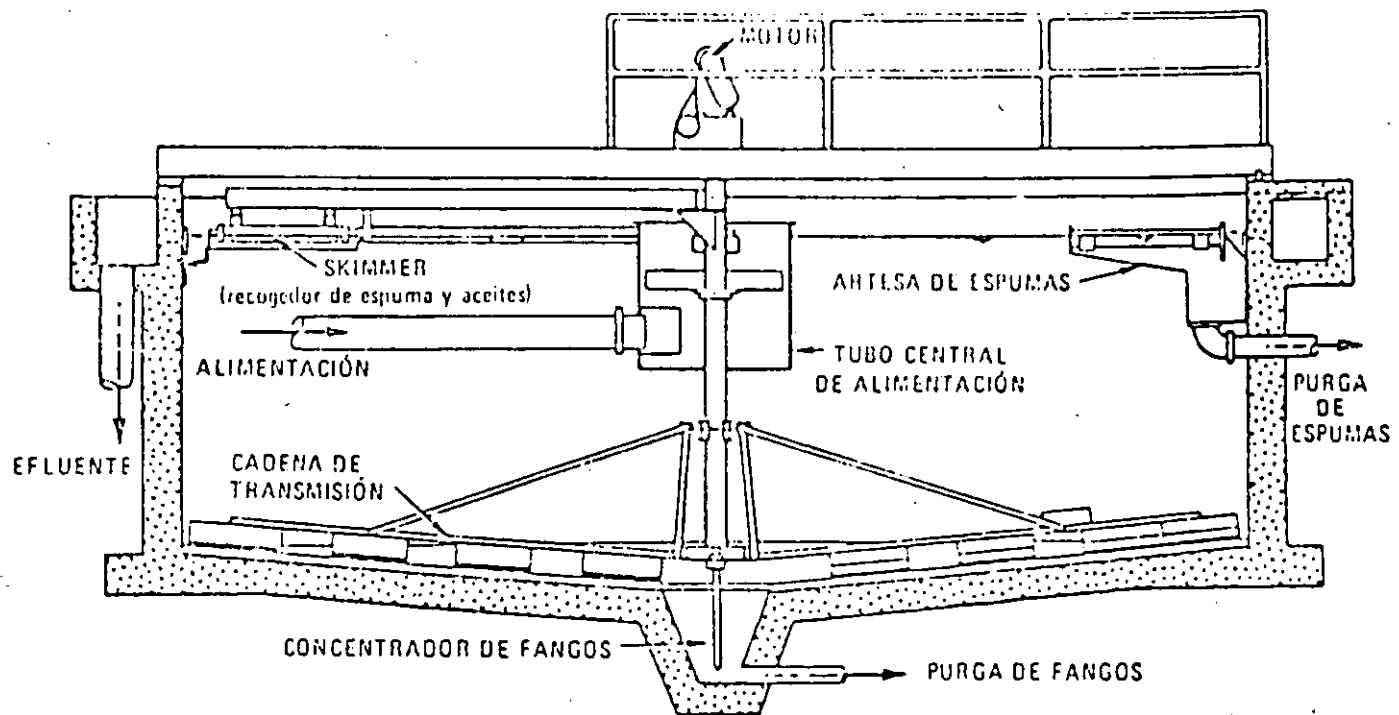


Figure Cross section of typical tube clarifier for clarification of chemically coagulated secondary effluent. (Courtesy Neptune Microfiloc, Inc.)



Diseño de un clarificador circular. (Cortesía de Walker Process equipment.)

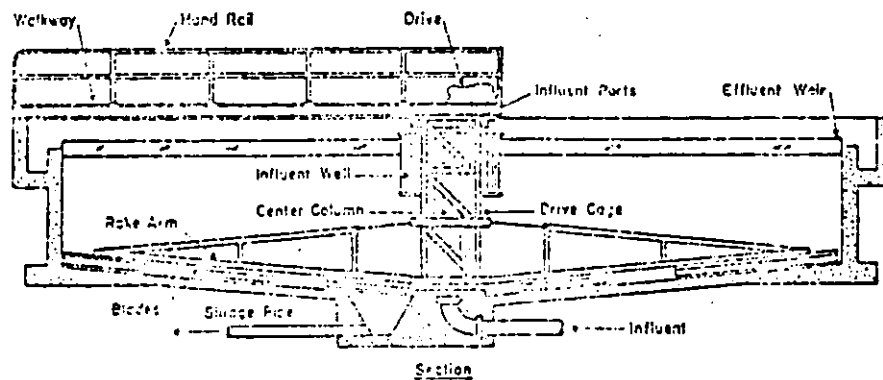
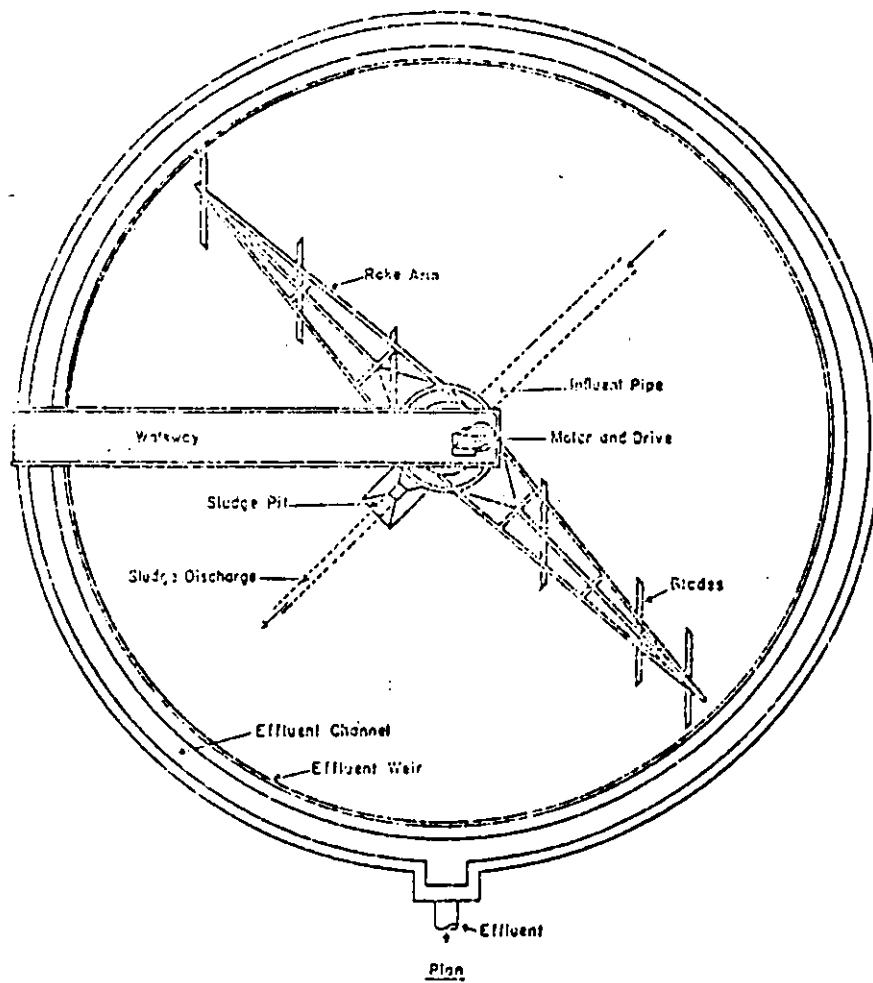
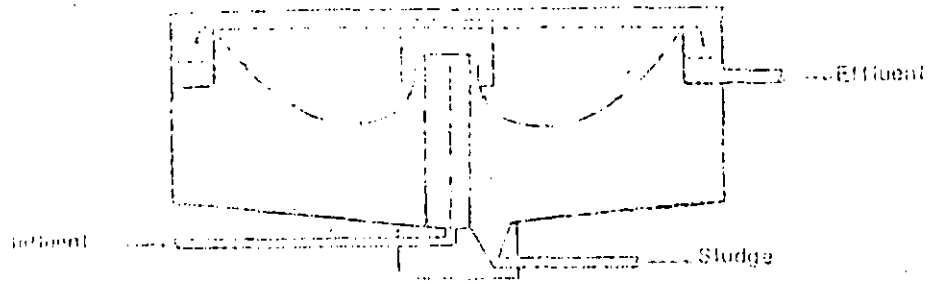
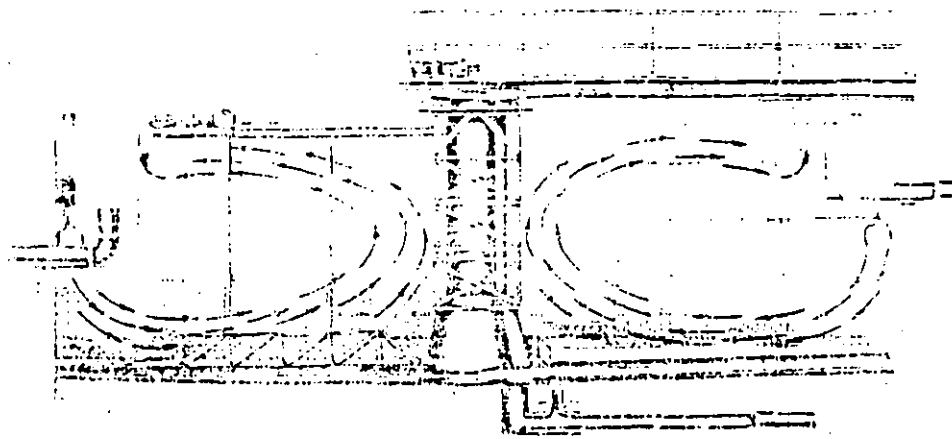


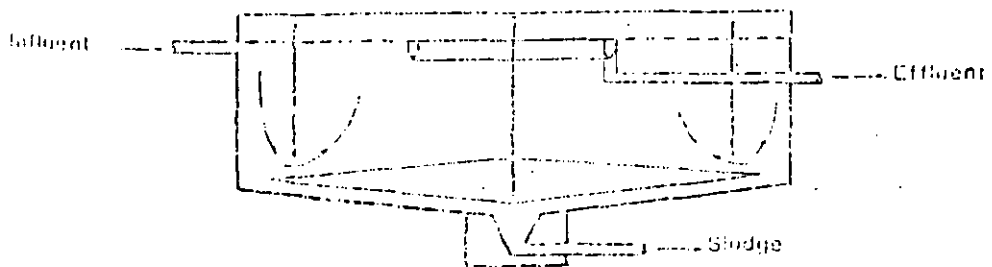
Fig. Typical Plan and Section of a Circular Center-Feed Clarifier



(a)

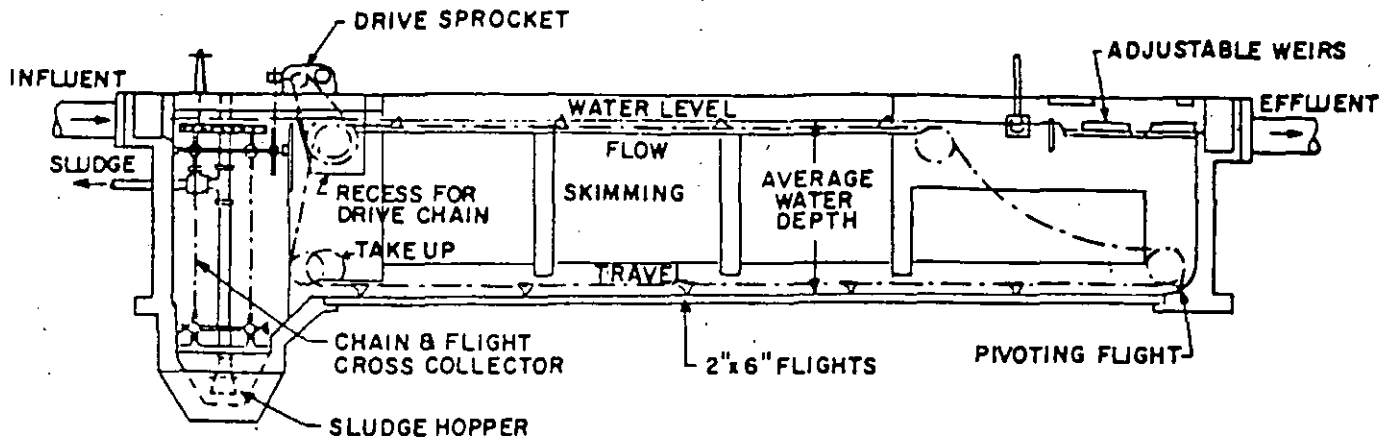


(b)

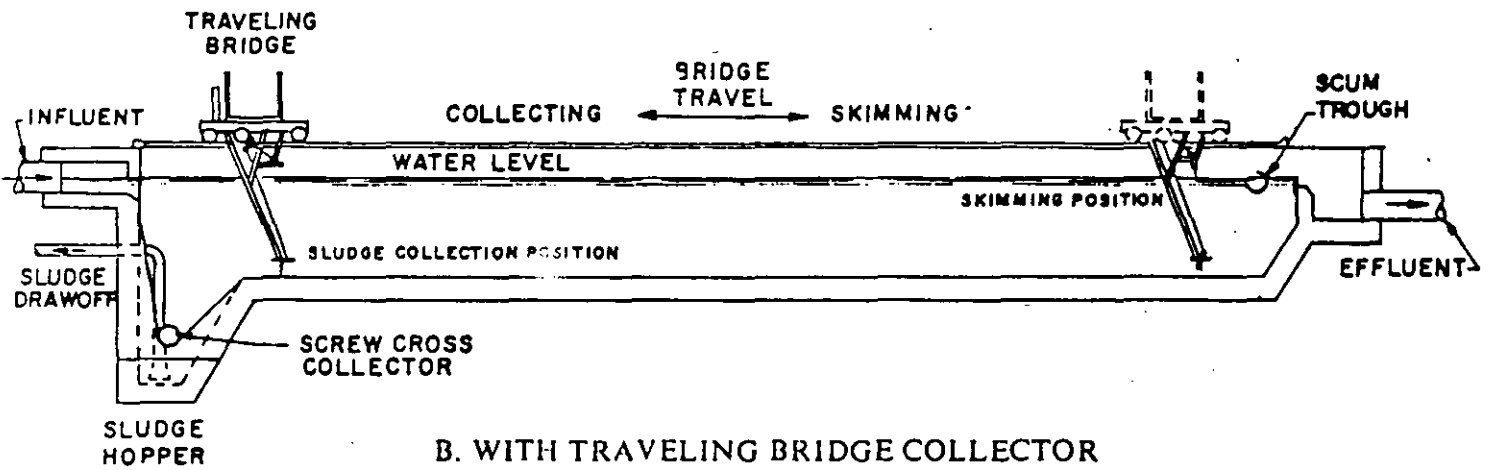


(c)

Figure Influent and Effluent Structures for Circular Clarifiers. (a) Circular clarifier with center feed. (b) Peripheral feed circular clarifier with effluent and influent channels separated by a skirt. (Courtesy Envirax Inc., a Rexnord Company.) (c) Peripheral feed circular clarifier with effluent weirs near the center of the basin.



A. WITH CHAIN AND FLIGHT COLLECTOR



B. WITH TRAVELING BRIDGE COLLECTOR

FIGURE
RECTANGULAR SEDIMENTATION TANKS
(Courtesy of FMC Corp.)

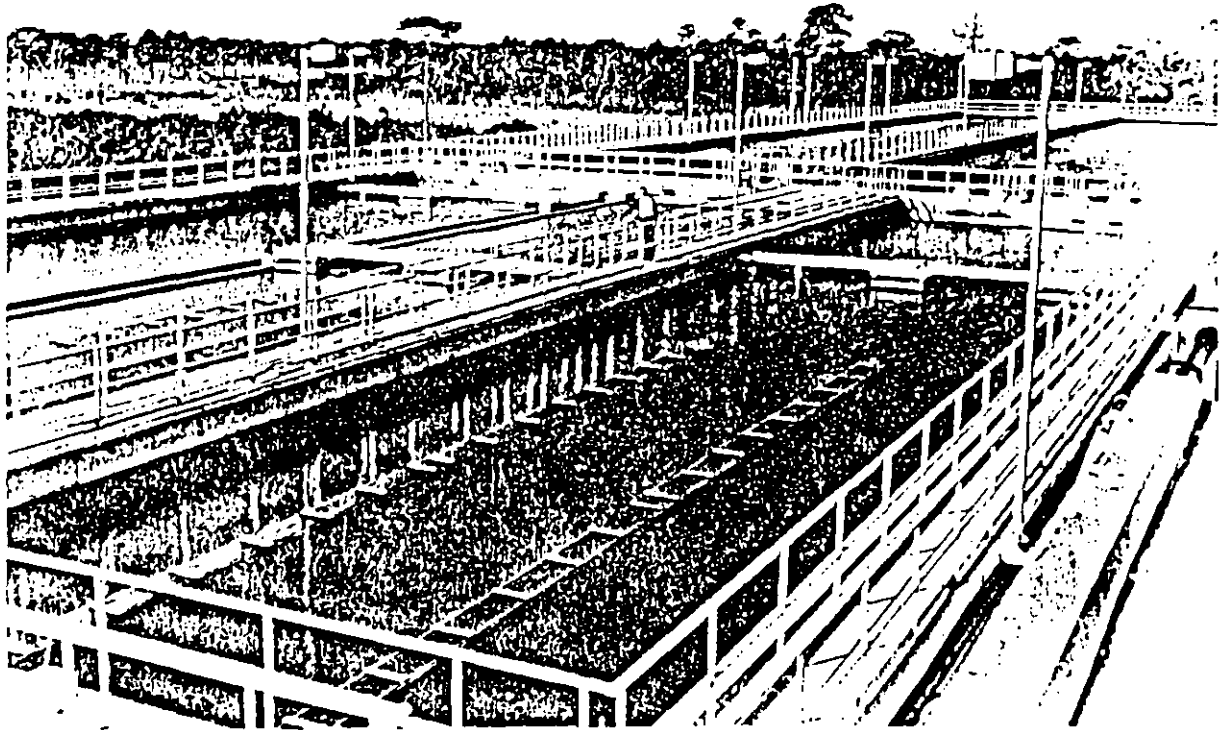


Figure Floating bridge siphon unit (courtesy Leopold/Clari-Vac Co.).

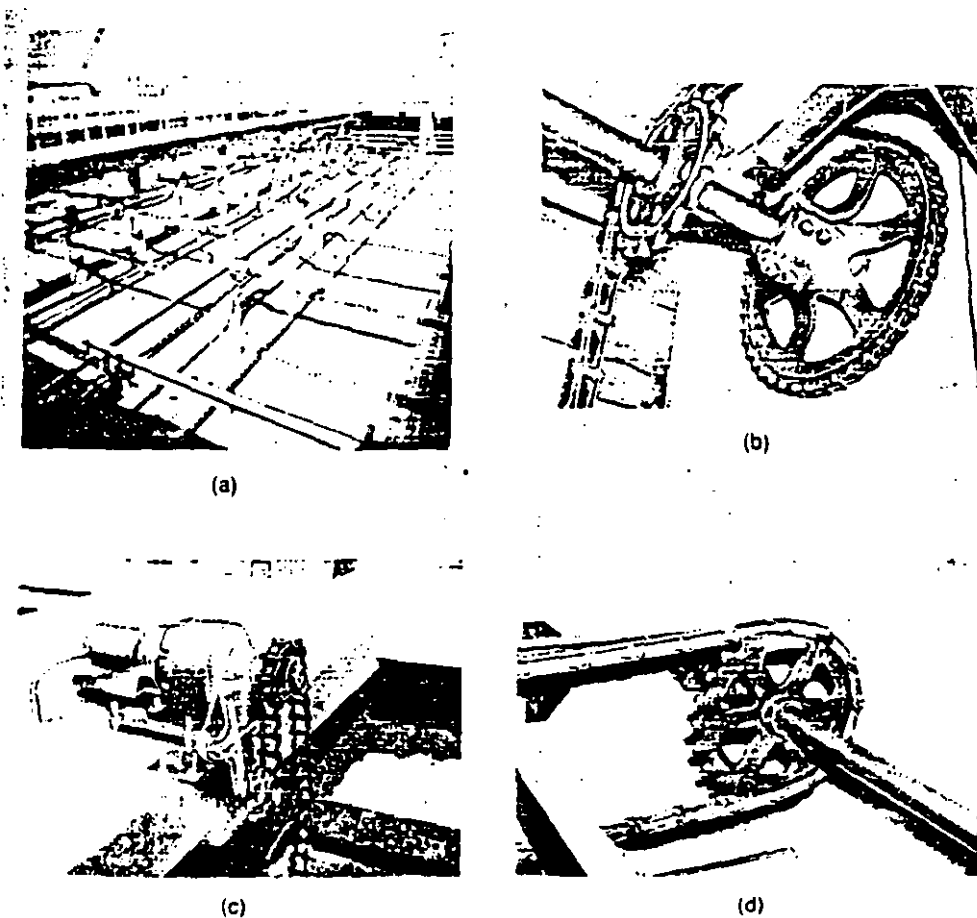
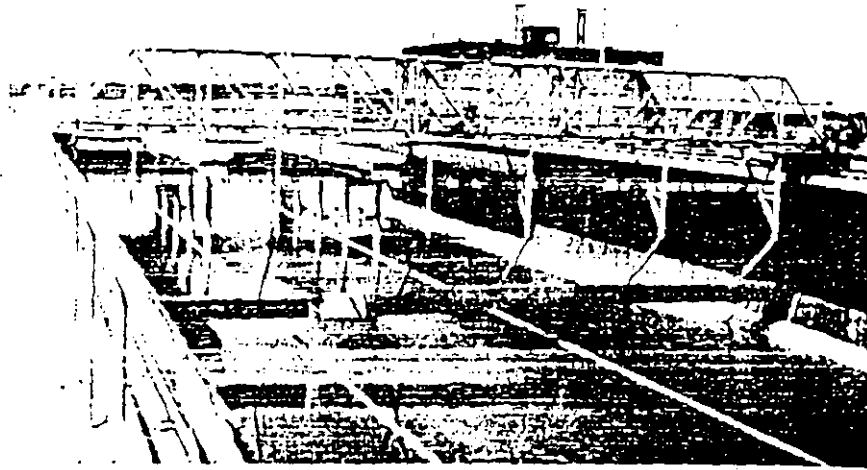
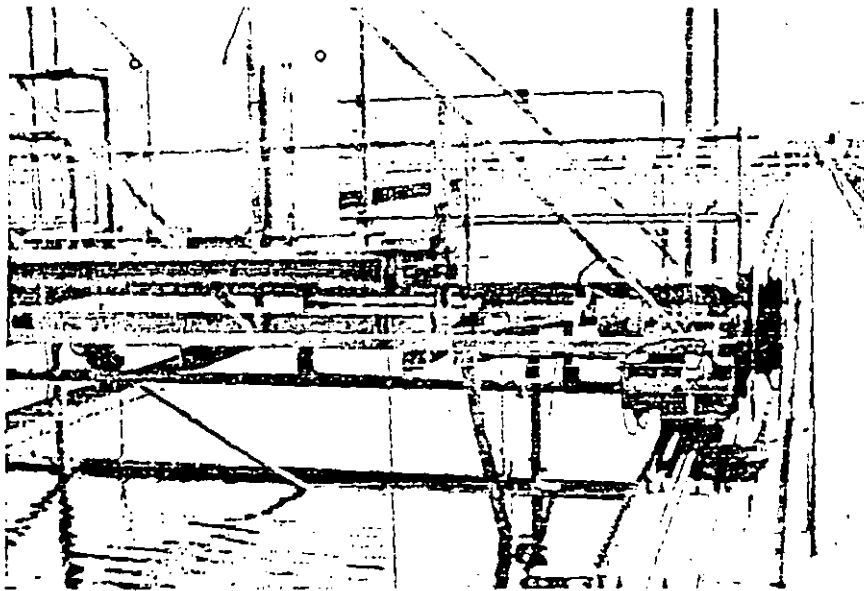


Figure Endless Conveyor Chain Details. (a) Conveyor sludge collectors with skimmer. (Courtesy Envirex Inc., a Rexnord Company.) (b) Drive sprockets. (c) Chain drive with gear speed reducer. (d) Collector sprocket. (Courtesy FMC Corporation, Material Handling Systems Division.)

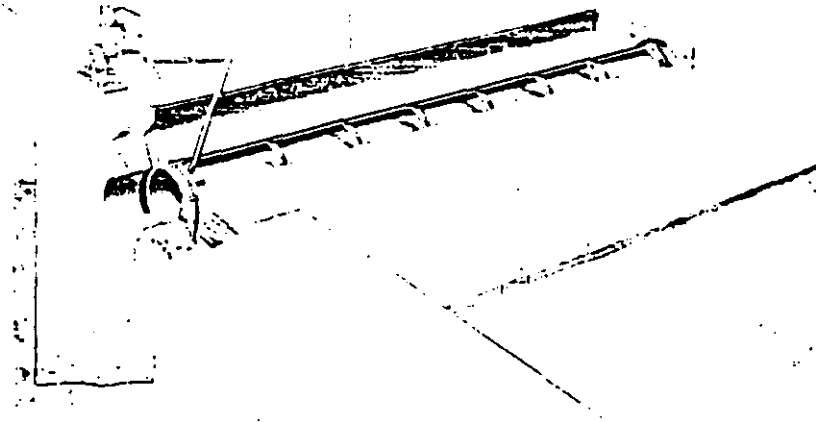


(a)



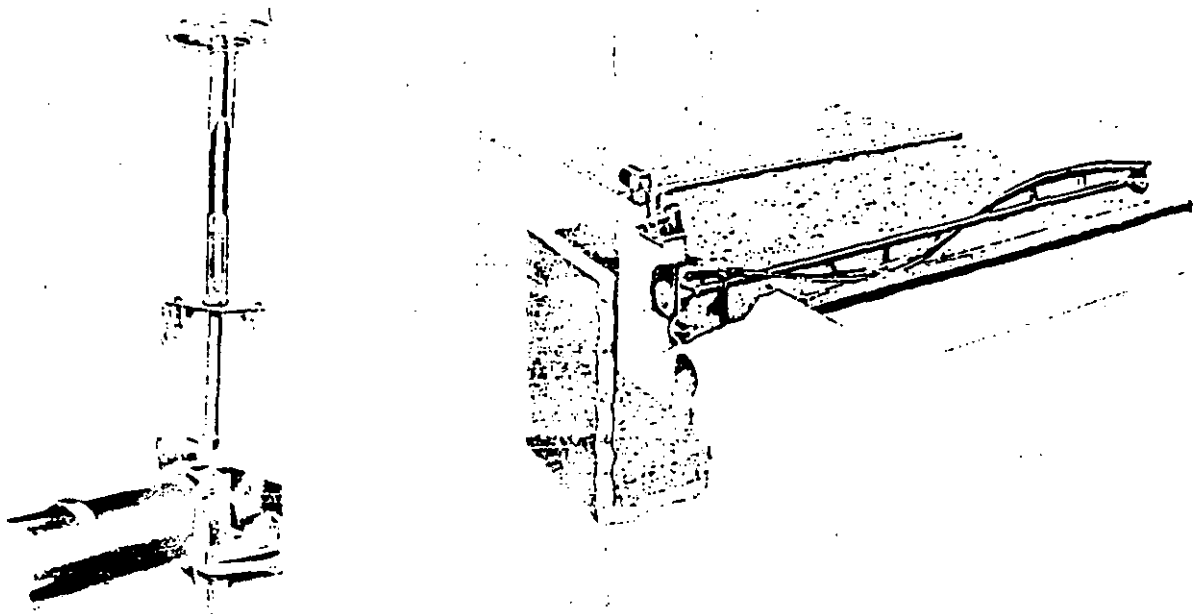
(b)

Figure Moving Bridge Sludge Collector. (a) Traveling truss bridge with mechanical scraper hung from the top. The effluent weir is the type shown in Figure (b) Traveling truss bridge showing wheels that run on rails.



(a)

Figure Scum Collection and Removal Arrangements. (a) Hand and motor operated system to tilt the open-top pipe to remove and discharge scum into dewatering trap. (b) Motor operated spiral skimmer that turns the blades to push and drop the scum into a scum trough. (Courtesy Envirex Inc., a Rexnord Company.)



(b)

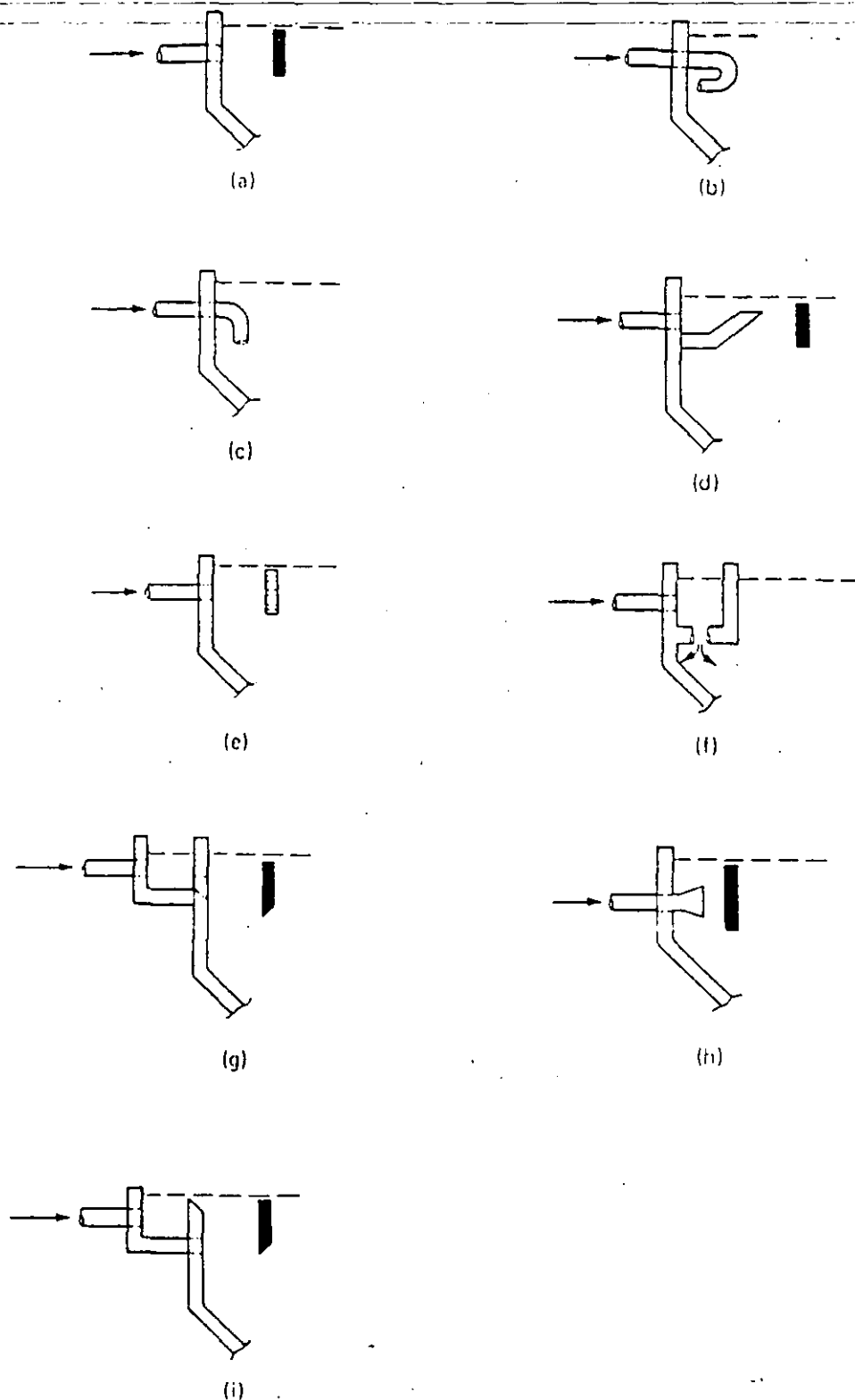
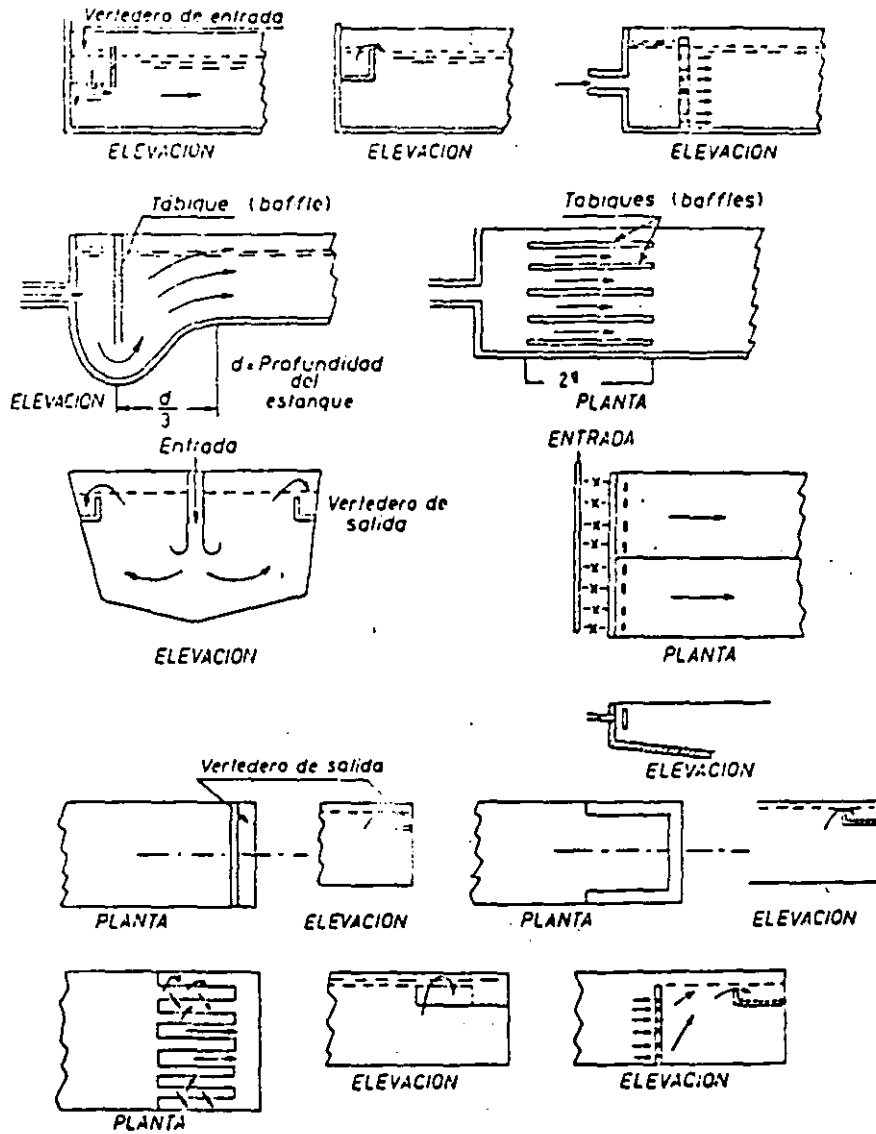


Figure Details of Influent Structures for Rectangular Sedimentation Basin. (a) Inlet pipes discharging against a baffle. (b) U-shape elbow discharging against the wall. (c) A series of inlet pipes spaced across the width with turned elbow. (d) An inclined weir with baffle. (e) Perforated baffle. (f) A stilling basin with opening at the bottom. (g) Pipe discharging in a channel which has series of openings discharging against a baffle. (h) A bell shaped diverging pipe followed by a baffle. (i) An overflow weir followed by a baffle.



Sistema de entrada y salida en estanques de sedimentación.

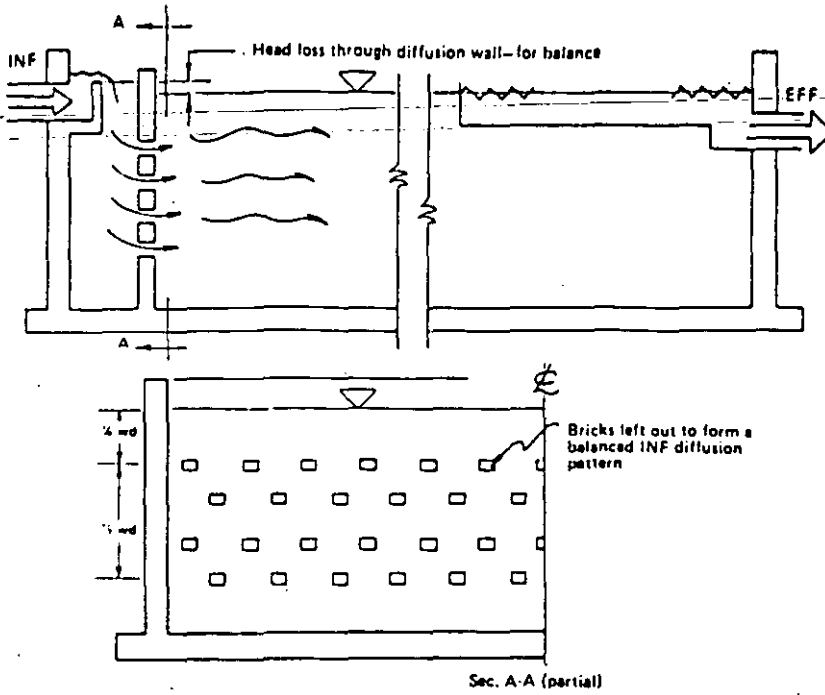


Figure Checkerwork influent diffusion wall.

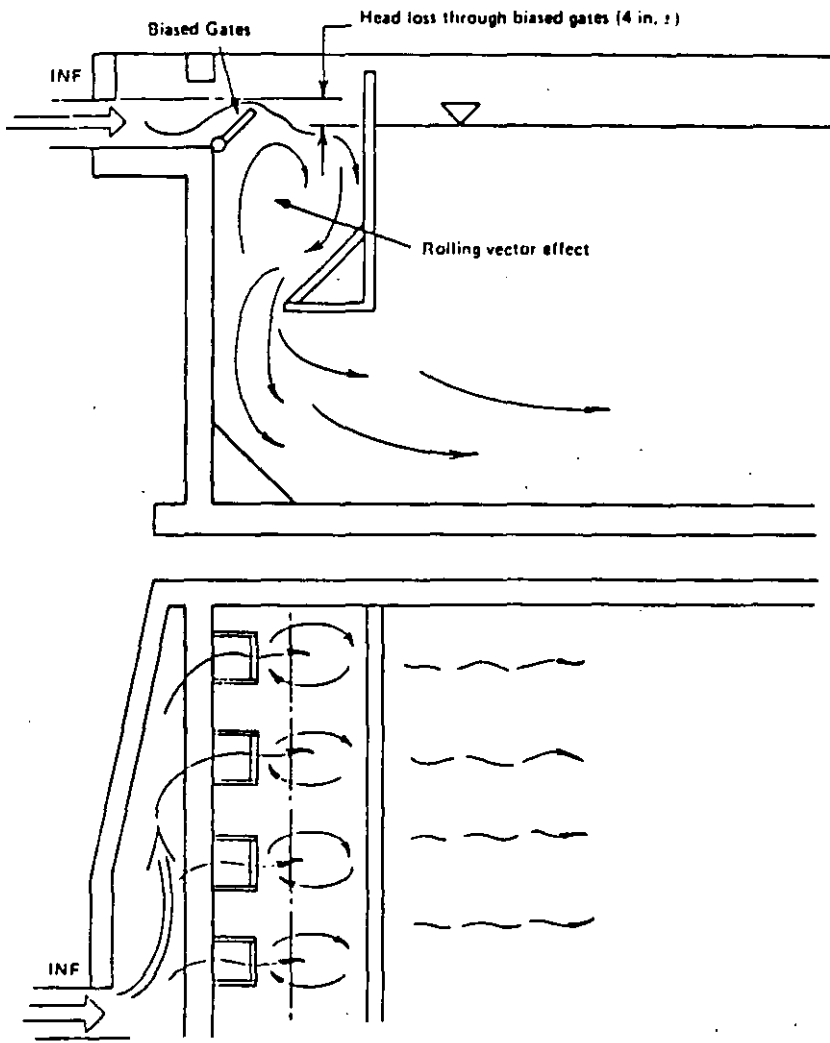


Figure Lateral inlet distribution with adjustable biased gates.

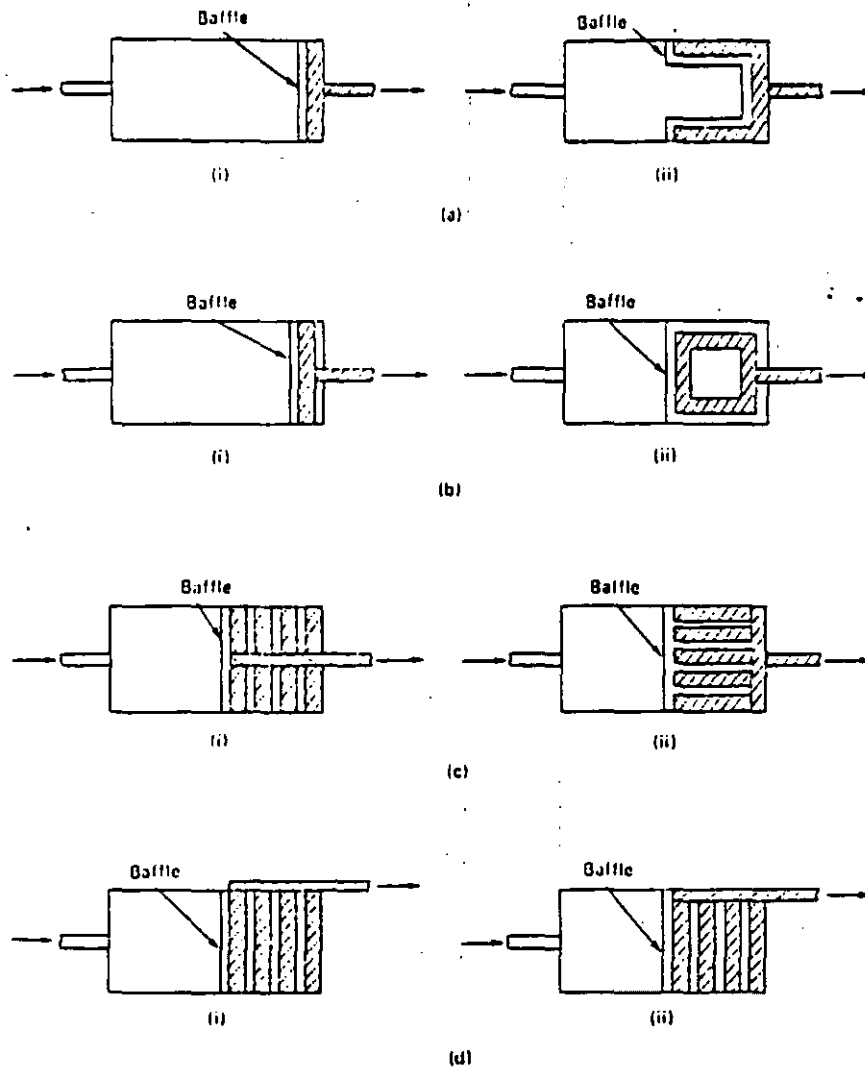
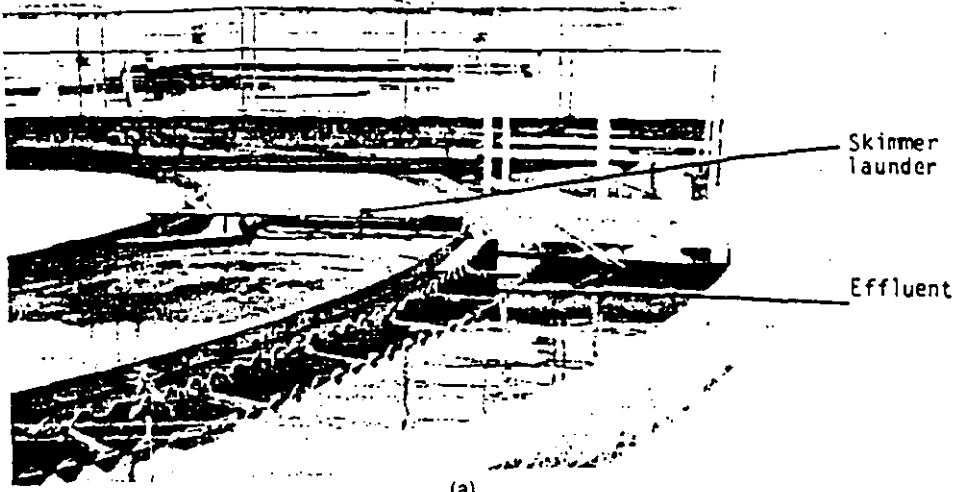
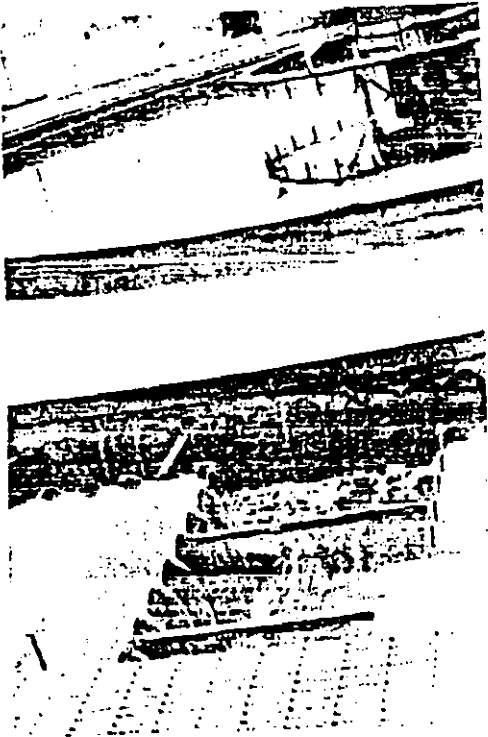


Figure Various Configurations of Effluent Structure Used for Rectangular Clarifiers.
 (a) Single weir and trough (b) Double weirs and trough (c) Multiple weirs and troughs with outlet channel at the middle, and at the end (d) Multiple weirs and troughs with outlet channel at the side.



(a)



(b)



(c)

Figure Effluent Weir, Notches, Launder, and Outlet Channel in Rectangular and Circular Clarifiers. (a) V notches and suspended effluent launder in circular clarifier. (b) Effluent launders discharging into an outlet channel. (c) Effluent notches, launders, and outlet channel in a rectangular clarifier.

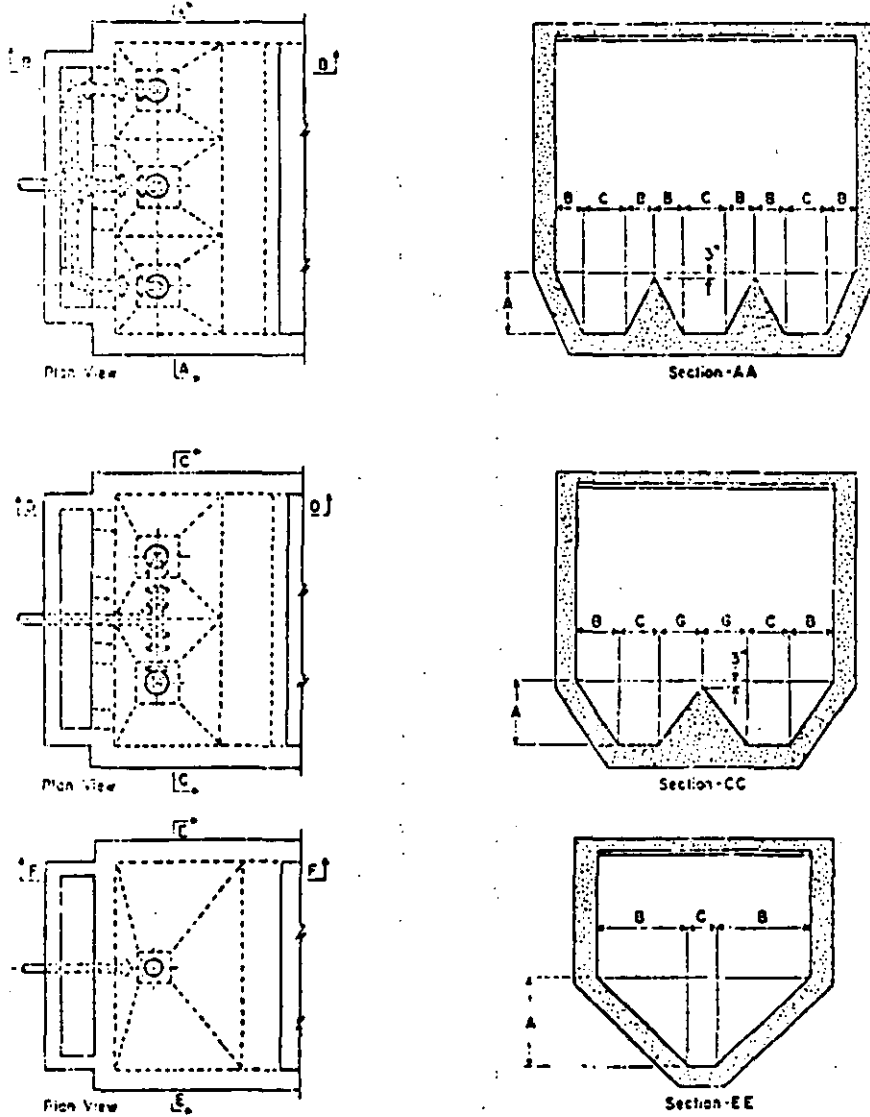


Fig. Typical Sludge Hopper Arrangements for Rectangular Basins
 In some tanks, such as the ones above, the sludge is collected in combinations of one, two, or three sludge hoppers. Each hopper must be equipped with separate drawoff piping so each can be dewatered separately.

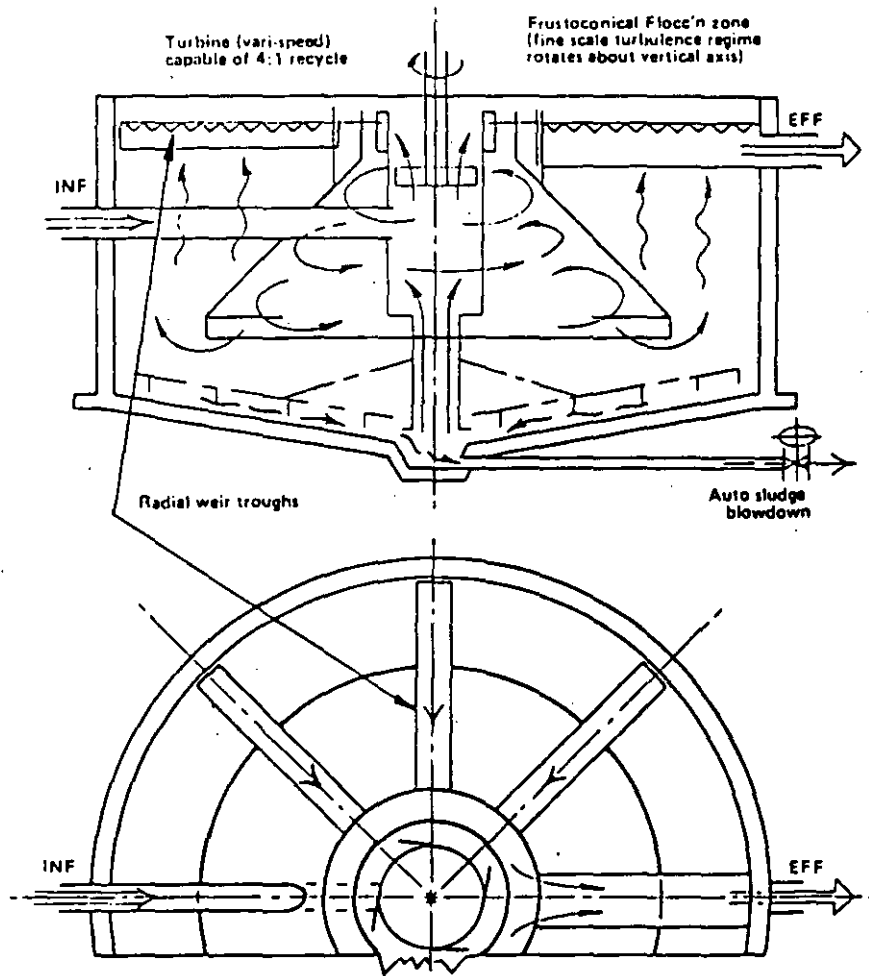


Figure Solids-contact basin (upflow basin).

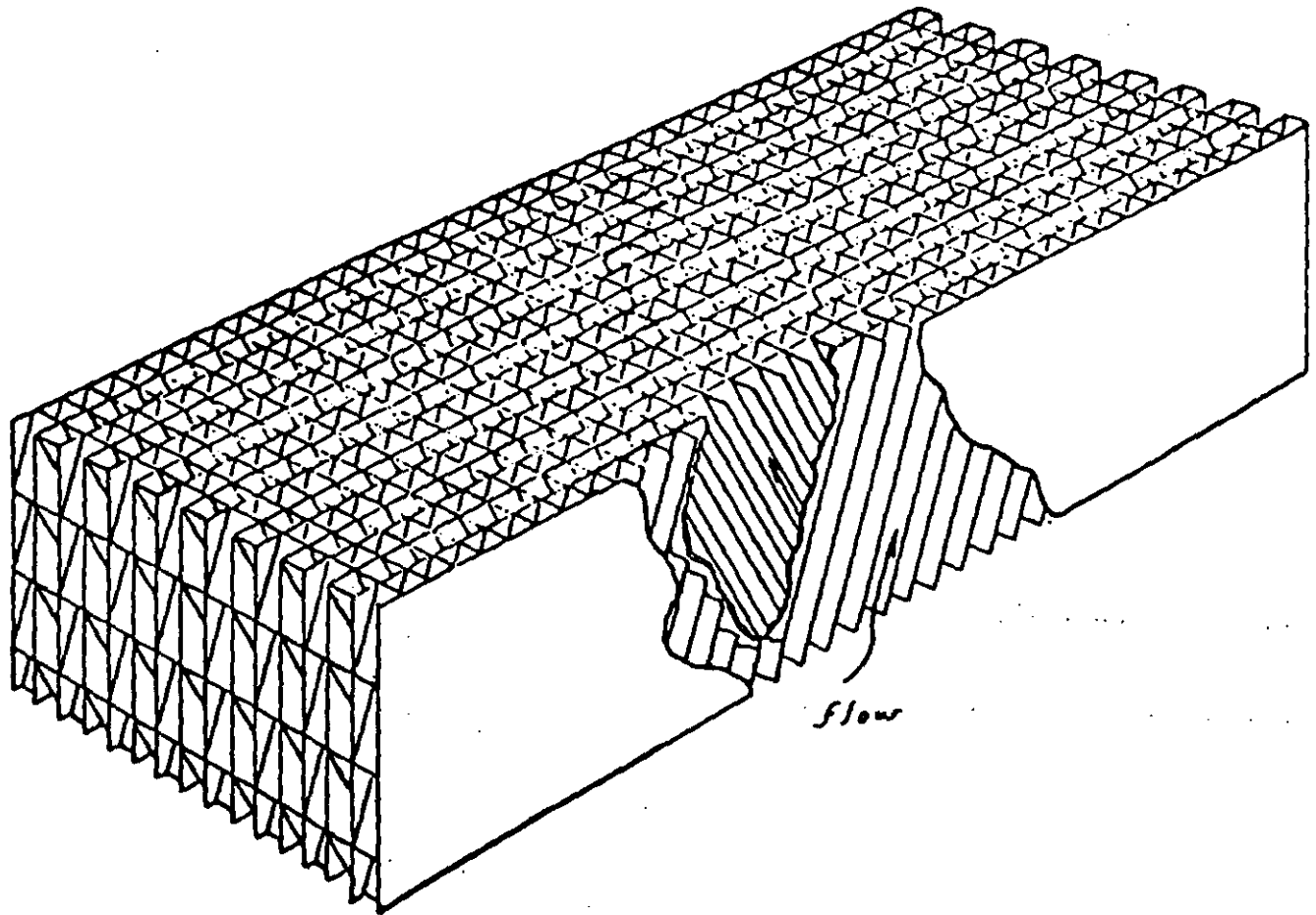
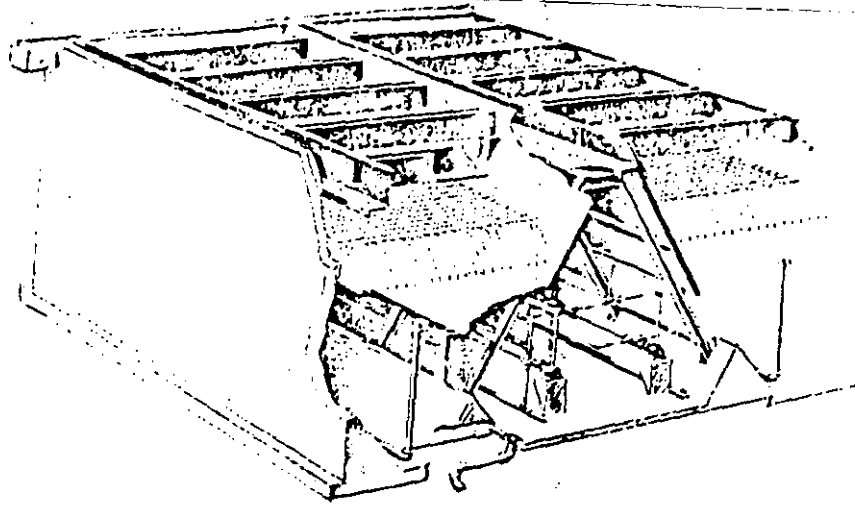
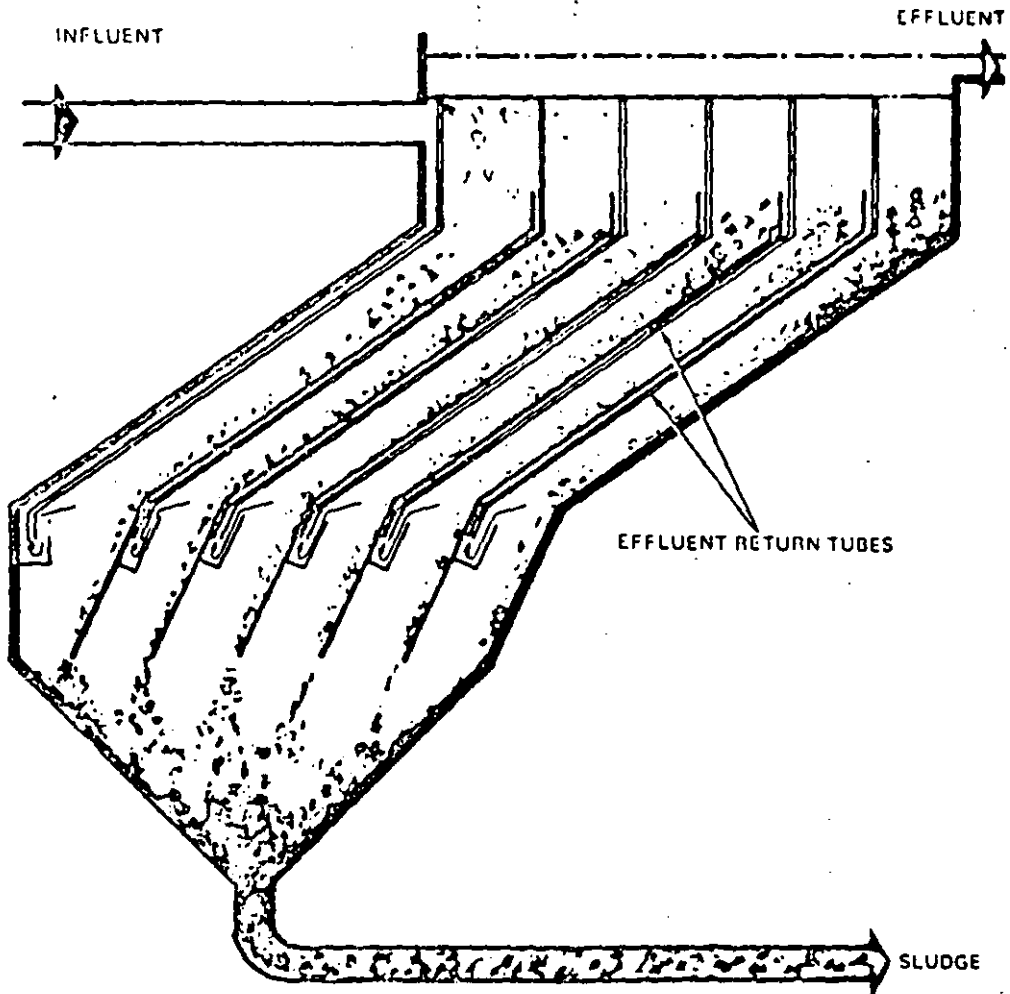


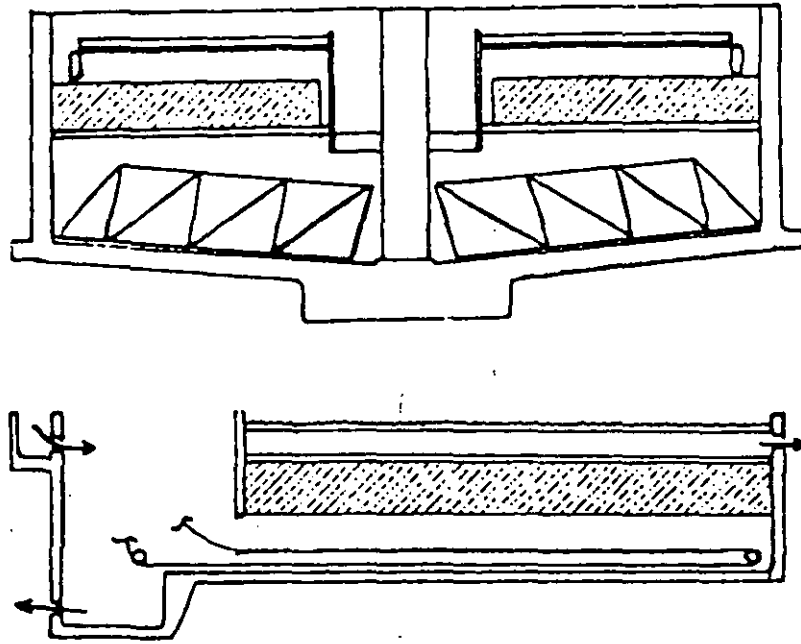
FIGURE
MODULE OF STEEPLY INCLINED TUBES
(Courtesy Neptune Microfloc, Inc.)



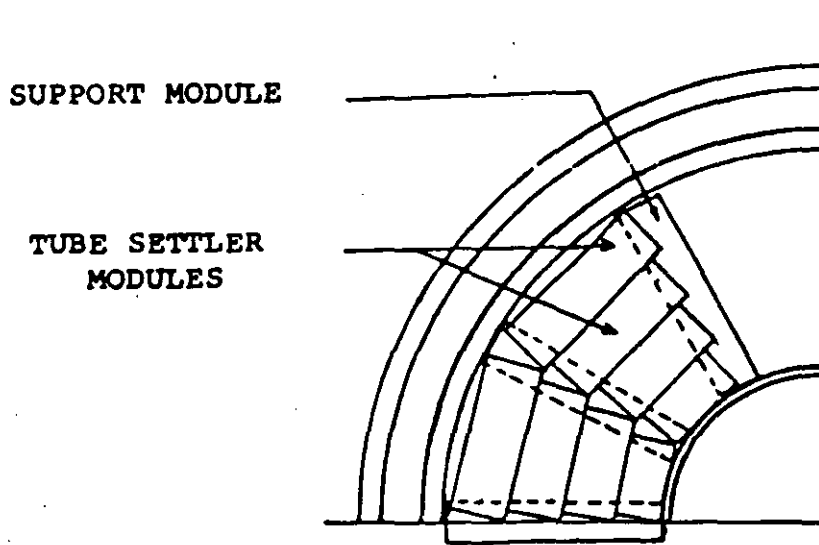
Modules of chevron-shaped tubes installed. (Courtesy Permutit)



Lamella separator. (Courtesy Parkson Corp.)



TUBE SETTLERS IN EXISTING CLARIFIER



PLAN VIEW OF MODIFIED CLARIFIER

SEDIMENTACION

Es un Proceso de separación sólido-líquido que emplea la fuerza de Gravedad Para remover sólidos suspendidos.

- 1) Aplicaciones: Potabilización del agua, tratamiento de aguas residuales, tratamiento avanzado de agua.
- o Aplicaciones en Potabilización del agua:
 - a) Sedimentación simple de aguas superficiales Previa al tratamiento de clarificación.
 - b) Sedimentación de agua coagulada y floculada antes de la filtración rápida en lechos granulares.
 - c) Sedimentación de agua coagulada y floculada en el Proceso de ablandamiento químico del agua.
 - d) Sedimentación de Precipitados de hierro y manganeso.
- o Aplicaciones en tratamiento de aguas residuales:
 - a) Remoción de arenas, arcillas y limos.
 - b) Remoción de sólidos suspendidos en clarificadores Primarios.
 - c) Remoción de flóculos biológicos en plantas de tratamiento mediante lodos activados.
 - d) Remoción de humus en plantas de tratamiento mediante procesos biológicos de contacto (filtros percoladores, biodiscos).
- o Aplicaciones en tratamiento avanzado de agua:
 - a) Remoción de flóculos coagulados químicamente antes de la filtración.

Los Principios básicos del Proceso de sedimentación son los mismos para cualquier tipo de aplicación.

Los tanques se construyen comunmente de concreto reforzado.

2) Secciones: circular, cuadrada o rectangular

o Tanques circulares:

Diámetro: 4.5 m a 120 m. (10m. -45m. usualmente)

Profundidad: 1.8m. a 4.8 m. (3m. - 4.2m. usualmente)

Bordo libre: 0.3m. a 0.75m

Diseño estandar: Con intervalos de diámetro de 1.5m. con el fin de acomodar los mecanismos de remoción de lodos.

o Tanques cuadrados:

Lados de 10m. a 60m. y Profundidades de 1.8m. a 5.7m.
bord libre: 0.3 a 0.75 m.
Intervalos de los lados: 1.5m.

o Tanques rectangulares:

Tipos de mecanismos de limpieza de lodos:

- a) Rastras por medio de cadenas y catarinas
- b) Rastras soportadas por un puente viajero
- c) Sistema de vacío montado en un puente viajero.

Dimensiones de los tanques de acuerdo con el tipo de mecanismos de limpieza de lodos:

- a) Ancho: De 1.5m. a 6m.
Longitud: Hasta 75m.
Profundidad: mayor de 1.8m.

Se pueden emplear anchos mayores hasta 30m. instalando 4 o 5 módulos separados por mamparas y con mecanismos individuales.

- b) Ancho: 3.5m. a 36m.
Longitud: 12m. a 90m.
Profundidad: Mayor de 1.8m.

Las rastras se pueden quitar para inspeccionarlas o repararlas sin drenar los tanques.

- c) Ancho: Hasta 36m.
Profundidad: Mayor de 1.8m.

3) Tipos de Sedimentación.

TIPO I. Sedimentación libre de partículas discretas, no floculentas, en una suspensión diluida.

TIPO II. Sedimentación de partículas floculentas en una suspensión diluida.

TIPO III. Sedimentación de zona de partículas con concentración intermedia.

TIPO IV. Sedimentación por compresión.

3.1.) TIPO I.

Las partículas sedimentan como unidades separadas y aparentemente no hay interacción entre ellas.

Ejemplos: Sedimentación simple de aguas superficiales y de arenas.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS

TRATAMIENTOS AVANZADOS EN AGUAS RESIDUALES

DR. GERMAN BUITRON MENDEZ

ABRIL 1994

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

TRATAMIENTOS AVANZADOS EN AGUAS RESIDUALES

Dr. Germán Buitrón Méndez
Instituto de Ingeniería, UNAM
Coordinación de Ingeniería Ambiental
C.U. Apartado Postal 70-472
04510 México, D.F.
FAX 616-2164

Los tratamientos avanzados se definen como el tratamiento adicional necesario para eliminar las sustancias suspendidas y disueltas que permanecen después de un tratamiento secundario clásico. Estas sustancias pueden ser materia orgánica o sólidos suspendidos, o pueden variar de iones relativamente simples, tales que el potasio, el calcio, el sulfato, el nitrato y el fosfato hasta los cada vez más complejos compuestos orgánicos sintéticos.

En años recientes se ha entendido mejor el efecto de estas sustancias sobre el medio ambiente por lo que las exigencias en materia de tratamiento de agua se han hecho más severas en términos de concentraciones límites de estas sustancias en los efluentes.

La tabla 1 presenta la composición típica del agua residual doméstica en donde se pueden apreciar las concentraciones de las sustancias arriba mencionadas. El efecto potencial que estas sustancias residuales podrían tener varía considerablemente.

Así, aunque los sólidos suspendidos y algunos compuestos orgánicos son eliminados en el tratamiento secundario, una eliminación adicional puede requerirse en casos especiales de descargas a corrientes de agua y lagos.

Los compuestos que tienen nitrógeno y fósforo disponible han llamado la atención ya que aceleran la eutroficación de los lagos y promueven el crecimiento de plantas acuáticas. Recientemente, se ha hecho necesaria la eliminación de estos compuestos debido a que el agua residual tratada es utilizada para la recarga de acuíferos. Además, la eliminación del nitrógeno es necesaria para eliminar el amoníaco que puede tener un impacto por su toxicidad sobre algunos cuerpos receptores.

Desde 1980 se ha puesto atención sobre los compuestos tóxicos y los compuestos orgánicos volátiles presentes en las aguas residuales. En particular estos compuestos son de interés

cuando se descarga el agua tratada en cuerpos de agua superficiales o es utilizada para la recarga de acuíferos, sobre todo si ésta va a ser utilizada posteriormente como fuente de agua potable.

Los sistemas de tratamiento avanzado pueden ser clasificados por el tipo de operación o proceso unitario o por la función principal de eliminación. En este capítulo se discutirán los principios y aplicaciones de los siguientes procesos y operaciones unitarias involucradas en el tratamiento avanzado o terciario de las aguas residuales:

- 1.- Filtración
- 2.- Eliminación de compuestos tóxicos - Adsorción
- 3.- Eliminación de sustancias inorgánicas disueltas
- 4.- Nitrificación
- 5.- Desnitrificación
- 6.- Eliminación del fósforo

FILTRACION

Principio

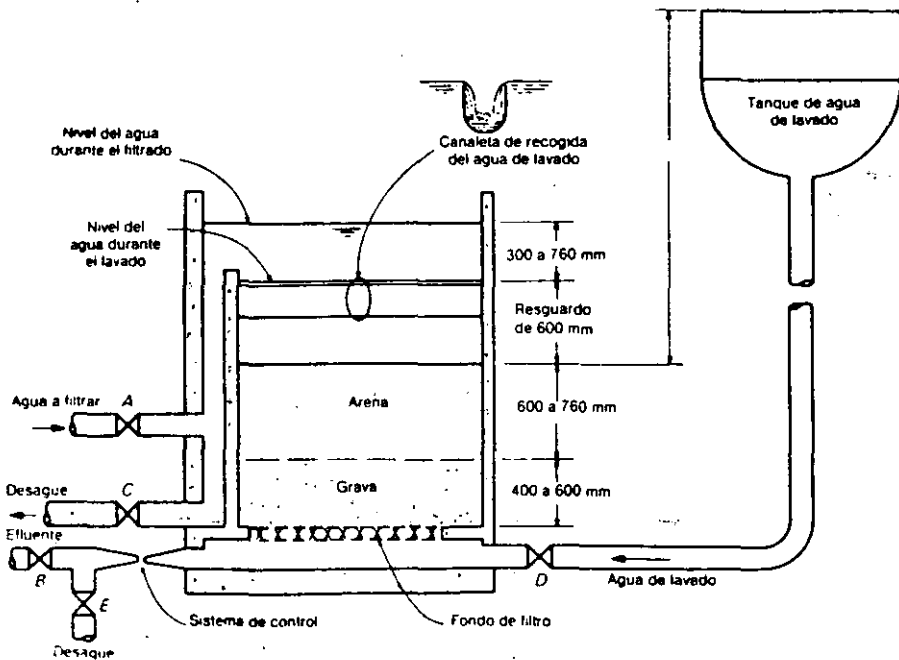
La filtración es una operación unitaria de separación sólido-líquido en la cual el líquido pasa a través de un medio poroso para eliminar la mayor cantidad posible de sólidos suspendidos. En el campo de tratamiento de aguas residuales es utilizada para filtrar:

- 1) Efluentes secundarios no tratados
- 2) Efluentes secundarios tratados químicamente
- 3) Aguas residuales brutas tratadas químicamente

TABLA 1.

Typical composition of untreated domestic wastewater

Contaminants	Unit	Concentration		
		Weak	Medium	Strong
Solids, total (TS)	mg/L	350	720	1200
Dissolved, total (TDS)	mg/L	250	500	850
Fixed	mg/L	145	300	525
Volatile	mg/L	105	200	325
Suspended solids (SS)	mg/L	100	220	350
Fixed	mg/L	20	55	75
Volatile	mg/L	80	165	275
Settleable solids	mL/L	5	10	20
Biochemical oxygen demand, mg/L: 5-day, 20°C (BOD ₅ , 20°C)	mg/L	110	220	400
Total organic carbon (TOC)	mg/L	80	160	290
Chemical oxygen demand (COD)	mg/L	250	500	1000
Nitrogen (total as N)	mg/L	20	40	85
Organic	mg/L	8	15	35
Free ammonia	mg/L	12	25	50
Nitrites	mg/L	0	0	0
Nitrates	mg/L	0	0	0
Phosphorus (total as P)	mg/L	4	8	15
Organic	mg/L	1	3	5
Inorganic	mg/L	3	5	10
Chlorides ^a	mg/L	30	50	100
Sulfate ^a	mg/L	20	30	50
Alkalinity (as CaCO ₃)	mg/L	50	100	200
Grease	mg/L	50	100	150
Total coliform ^b	no/100 mL	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁸
Volatile organic compounds (VOCs)	µg/L	<100	100-400	>400



Representación esquemática del funcionamiento de filtros de flujo descendente por gravedad de medio granular

FIG. 1

El objetivo de la filtración es producir un efluente de alta calidad con la menor cantidad posible de partículas en suspensión (concentraciones menores a 10 mgSS/l). La operación completa de filtración consta de dos fases: filtración y retrolavado de los filtros.

Los filtros se clasifican de acuerdo con:

1.- El medio filtrante:

- a) Filtros con medio simple. Estos contiene un sólo tipo de medio que generalmente es arena
- b) Filtros con medio dual. Generalmente antracita y arena
- c) Filtros multimedia. Por lo común utilizan tres tipos de medio: antracita, arena y granate.

2.- La velocidad de filtración

- a) Filtros lentos. Tasas de filtración entre 0.15 y 0.30 m³/m²-h
- b) Filtros rápidos. Tasas de filtración entre 2 y 15 m³/m²-h

3.- La fuerza de filtración

- a) Por gravedad
- b) A presión

4.- La dirección de flujo

- a) Filtración ascendente
- b) Filtración descendente

5.- El control del flujo

- a) Filtración a tasa constante
- b) Filtración a tasa variable (tasa declinante)

Los mecanismos de eliminación de las partículas en la filtración son los siguientes:

- 1.- Tamizado. Las partículas más grandes que el tamaño del poro son retenidas mecánicamente.
- 2.- Sedimentación. Las partículas decantan en el medio filtrante.
- 3.- Impacto. las partículas más pesadas no siguen la línea de flujo.
- 4.- Intercepción. Muchas partículas contenidas en la corriente son retenidas cuando éstas se ponen en contacto con la superficie del medio de filtración.
- 5.- Adhesión. Las partículas floculantes se pegan a la superficie del filtro.

6.- Adsorción química y física

7.- Floculación y crecimiento biológico.

Aplicaciones

Los filtros de medio simple son poco usados en tratamientos avanzados. Generalmente se prefieren los filtros duales o multimedias debido a que se obtienen tasas de filtración más elevadas ya que estos filtros tienen un mayor porcentaje de volumen de poros (porosidad) lo que implica una mayor retención de sólidos.

En general los filtros para el tratamiento de aguas residuales reciben partículas más grandes, pesadas y de tallas más variables que los filtros utilizados en potabilización. Por ello es recomendado llevar a cabo estudios piloto para determinar las mejores condiciones de operación de los mismos.

La filtración de aguas residuales es utilizada para eliminar los flóculos de los efluentes secundarios antes de descargar las aguas. También se utiliza para eliminar los precipitados residuales de la precipitación con cal o sales de fosfatos. Es una operación de pretratamiento antes de que el agua residual tratada sea introducida a los filtros de carbón activado.

En el caso de la reutilización del agua se requiere filtrar los efluentes antes de ser utilizados para los cultivos, el riego de áreas verdes y recreativas.

Las variables que controlan el proceso tienen que ver con las características del influente como son la concentración en sólidos suspendidos y la turbiedad, el tamaño de partícula y la fuerza del flóculo.

ELIMINACIÓN DE COMPUESTOS TOXICOS - ADSORCION

Los compuestos refractarios son compuestos resistentes a la degradación biológica en los procesos convencionales de tratamiento de aguas y en el medio ambiente. Los procesos utilizados para eliminar este tipo de compuestos son

Proceso	Aplicación
Adsorción con carbón activado	Eliminación de compuestos orgánicos sintéticos y naturales incluyendo los compuestos orgánicos volátiles, pesticidas PCB's y metales pesados
Lodos activados adicionados con carbón activado	Metales pesados, amoníaco, compuestos refractarios
Coagulación química	Metales pesados y PCB's
Oxidación química	Amoníaco,, compuestos tóxicos, halogenados alifáticos y aromáticos.
Procesos biológicos convencionales	Fenoles, PCB'S, hidrocarburos halogenados

El cloro es generalmente utilizado en el proceso de oxidación química. La principal desventaja es que el cloro forma trihalometanos. Otros oxidantes son el ozono y el dióxido de cloro. La ventaja del ozono es que con este compuesto se elimina además el color.

ADSORCION

La adsorción es la colección y concentración selectiva sobre la superficie sólida de moléculas de tipos particulares contenidas en un líquido o en un gas. A través de esta operación unitaria los gases o líquidos de sistemas mezclados, aún a muy bajas concentraciones, pueden ser selectivamente capturados y eliminados de las corrientes gaseosas o líquidas usando una gran variedad de materiales específicos conocidos como adsorbentes. El material que es adsorbido sobre el adsorbente es llamado adsorbato. Existen dos mecanismos involucrados en la adsorción: la adsorción física y la adsorción química.

Tipos de adsorción.

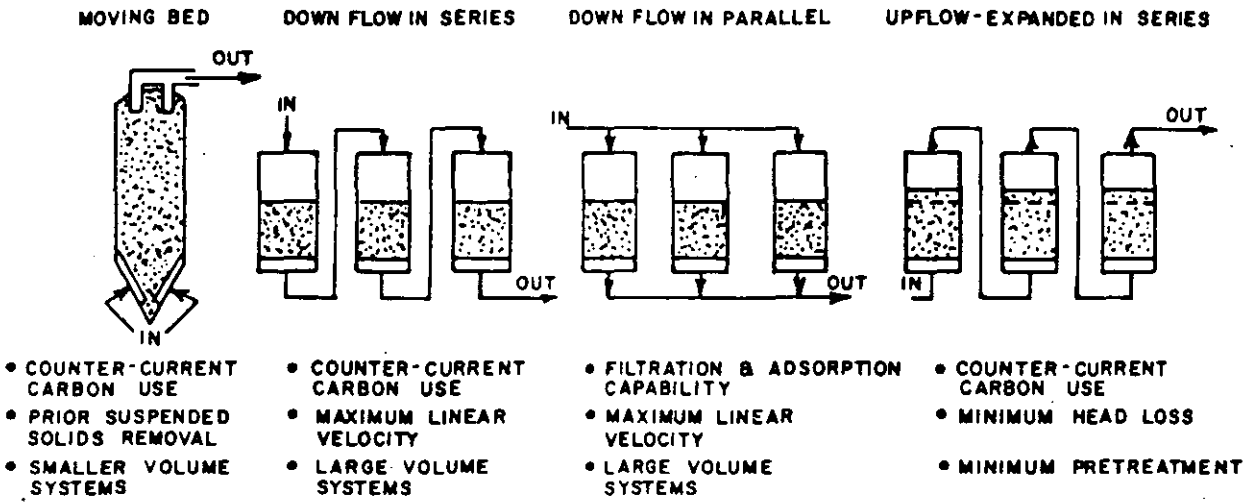
Cuando las moléculas gaseosas o líquidas alcanzan la superficie de un adsorbente y permanecen sin ninguna reacción química, el fenómeno es llamado adsorción física. El mecanismo por el cual se explica la adsorción física puede ser las fuerzas electrostáticas intermoleculares o de van der Waals, o puede depender en la configuración física del adsorbente como en el caso de la estructura de los poros del carbón activado. Los adsorbentes físicos típicamente cuentan con grandes áreas superficiales.

Actualmente el carbón activado es el adsorbente más ampliamente utilizado. Otros adsorbentes menos importantes son la alúmina activada, la sílica gel y las mallas moleculares. El carbón activado es catalogado como un adsorbente físico no polar. Se produce a partir de una gran cantidad de materiales carbónicos como son la madera, el aserrín, los huesos de frutas, las cáscaras de coco, el carbón mineral o hulla, el lignito y los residuos del petróleo. El carbón activado posee una área superficial interna muy grande con una intrincada red de poros. Se han estimado áreas superficiales totales entre 450 y 1800 m²/gramo, pero solamente una parte de esta superficie esta disponible para la adsorción. El carbón activado se presenta generalmente en tres tipos: granular o en gránulos naturales, en pellets y en polvo. Los carbones para la fase líquida pueden presentarse en polvo o bajo la forma granular, el primer tipo es mezclado y luego filtrado del líquido mientras que, el carbón granular es empacado en forma de lecho.

Técnicas por contacto en columna y equipo utilizado

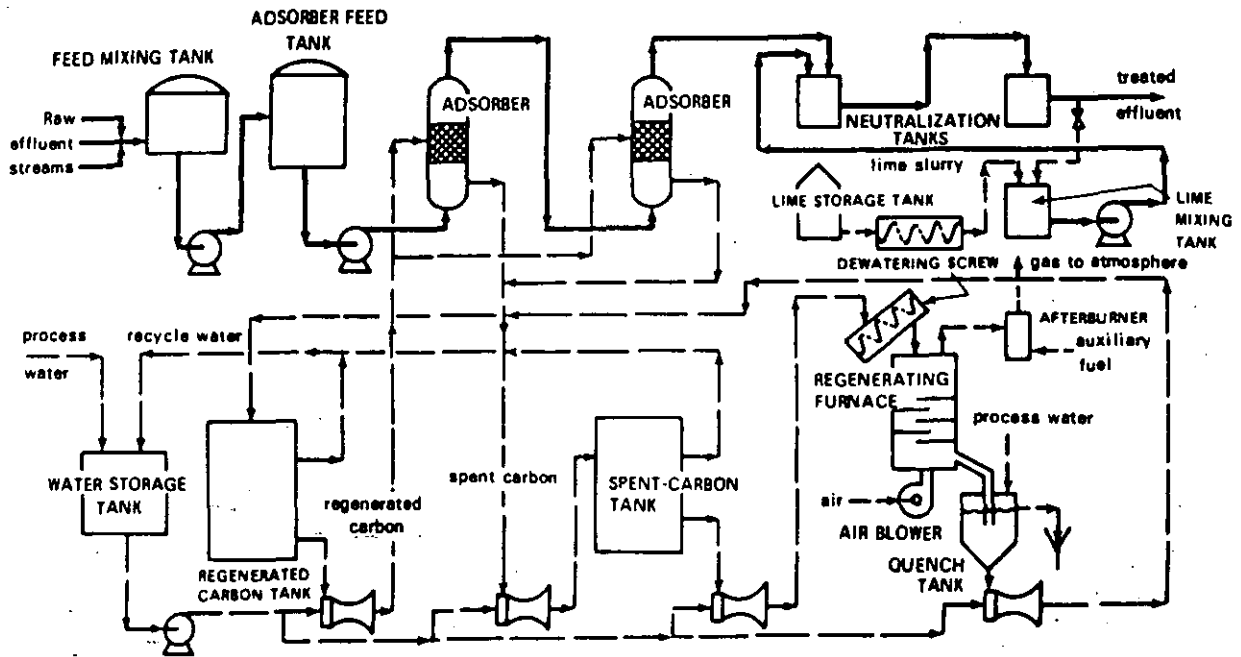
Cuando se utiliza en el proceso de adsorción un adsorbente granular, el proceso se puede llevar a cabo en batch, en columna o por lechos fluidificados. Los sistemas de contacto más utilizados son los lechos fijos o los lechos móviles a contracorriente debido a los bajos costos de operación y a la alta utilización de la capacidad de adsorción del adsorbente. Los lechos fijos pueden emplear flujos ascendentes o descendentes del fluido; sin embargo los flujos descendentes son mas populares ya que el lecho del adsorbente también puede servir como filtro para los sólidos suspendidos. Los lechos móviles a contracorriente emplean un flujo ascendente del líquido y flujo descendente del adsorbente ya que este se puede mover por la fuerza de la gravedad. Ambas configuraciones pueden operarse por gravedad o bajo presión del líquido.

ADSORBER CONFIGURATIONS



Typical carbon adsorption systems and their attributes.

FIG. 2



Carbon adsorption filtration plant for treating pesticidal wastes.

FIG. 3

Técnicas de tratamiento con carbón activado

El carbón activado se usa comúnmente para eliminar compuestos orgánicos que causan olores, sabores y otros efectos nocivos. El carbón puede utilizarse ya sea en polvo o en gránulos. El carbón granular se coloca en forma de lecho en columnas y el agua a tratar pasa sobre éste. Los sabores, colores y olores debidos a compuestos tales que los fenoles, pesticidas, colorantes orgánicos, surfactantes, etc., son eliminados de las aguas residuales industriales o municipales. El proceso de eliminación continua hasta que el carbón alcanza su saturación, después de lo cual éste es regenerado.

Tratamientos biológicos adicionados con carbón activado

La utilización de carbón activado en polvo adicionado a los procesos biológicos se desarrolló con éxito en los años 70s. Este sistema es utilizado para tratar efluentes industriales contaminados con compuestos tóxicos. En este proceso se tienen las ventajas de la adsorción y de la biodegradación, por medio de organismos aclimatados, para la eliminación de los compuestos orgánicos. A esta combinación frecuentemente se le denomina como proceso PACT (desarrollado por Du Pont). Se observó que existe una neta mejoría de las capacidades de depuración del proceso por la adición de este compuesto al tanque de aeración del proceso por lodos activados. Se explicó la mejoría en los rendimientos del proceso no solamente por el efecto de la adsorción de los compuestos orgánicos sobre el carbón activado, sino también por el fenómeno llamado biorregeneración.

La biorregeneración es el proceso a partir del cual los compuestos orgánicos adsorbidos desorben, volviéndose disponibles para la biodegradación y dejando la superficie del carbón activado nuevamente disponible para una nueva adsorción. Algunos autores han sugerido que las tasas de desnitrificación también se mejoran con la adición del carbón activado. Esto es explicado por la adsorción de las sustancias inhibitoras sobre el carbón activado.

Este tipo de sistemas pueden eliminar las sustancias tóxicas o inhibitorias presentes en las aguas residuales como resultado del potencial de biooxidación del sistema. Así, los compuestos orgánicos son retenidos en el sistema por un periodo que se aproxima al tiempo de retención celular, en lugar del periodo dado por el tiempo de retención hidráulico, como ocurre en un proceso biológico tradicional.

Los residuos sólidos producidos en el sistema pueden ser depositados en un relleno

sanitario adecuado para el caso o bien, ser llevados al procesos de oxidación/incineración tales que la oxidación por vía húmeda o la combustión térmica para su destrucción.

No obstante, este proceso tiene desventajas que son inherentes al manejo del carbón en polvo, al el sistema de filtración requerido y a la eficiencias bajas de adsorción. Por ello actualmente el interés está enfocado a los procesos adicionados con carbón activado granular.

La ventaja con la adición del carbón activado granular es que se pueden manejar los nuevos procesos biológicos como son los lechos empacados con o sin biomasa fija o los sistemas mixtos como los lechos turbulentos. Recientemente, la aplicación del carbón activado granular ha sido estudiada en el caso de las aguas industriales problemáticas conteniendo compuestos tóxicos (Jaar y Wilderer, 1992; Fox y Suidan, 1993). Buitrón (1993) adicionó a un proceso biológico tipo SBR (reactores discontinuos secuenciales) carbón activado granular para disminuir la toxicidad de un efluente industrial contaminado con nitrofenoles. El piloto produjo altas eficiencias de eliminación (95% como carbono orgánico) y las cargas orgánicas eliminadas por los microorganismos aclimatados fueron de 2.3 kg de DQO/m³-d, valor entre ocho y diez veces superior al comúnmente reportado en la literatura para este tipo de efluentes.

ELIMINACION DE SUSTANCIAS INORGANICAS DISUELTAS

Precipitación química

La eliminación del fósforo del agua residual se puede llevar acabo por la adición de coagulantes para su precipitación (alúmina, cal, sales de hierro, polímeros orgánicos). Adicionalmente a la eliminación del fósforo estos compuestos químicos puede eliminar otros iones, principalmente, los metales pesados.

Cuando se utiliza la precipitación química, la digestión anaerobia de los lodos no es posible debido a la toxicidad del precipitado el cual puede contener metales pesados. La desventaja de la precipitación química es la producción de una cantidad considerable de lodos difícilmente tratables debido a su toxicidad.

Intercambio iónico

El intercambio iónico es un proceso unitario mediante el cual los iones de una especie dada son desplazados de un material de intercambio insoluble por iones de diferentes especies en solución. El uso más generalizado de este proceso es en el ablandamiento del agua potable en donde el ión sodio de una resina catiónica es reemplazado por los iones calcio y magnesio del agua a tratar. Para la eliminación de los sólidos totales se deben utilizar resinas de intercambio iónico catiónico y aniónico.

Primero se pasa el agua residual a través de un intercambiador de cationes donde los iones cargados positivamente son reemplazados por iones hidrógeno. El efluente del intercambiador catiónico es pasado a una resina aniónica donde los aniones son reemplazados por iones hidroxilo. Así, los sólidos disueltos son reemplazados por iones hidrógeno e hidroxilo, los cuales reaccionan para formar moléculas de agua.

Los intercambiadores de iones son generalmente columnas empacadas de flujo descendente. Cuando se satura la capacidad de las resinas, la columna es retrolavada para eliminar los sólidos retenidos y después es regenerada. La columna de intercambio catiónico se regenera con un ácido fuerte como el ácido sulfúrico. El hidróxido de sodio es utilizado para regenerar la columna aniónica.

La desmineralización puede llevarse a cabo en columnas separadas en serie o ambas resinas se pueden mezclar. La tasa de flujo típica utilizada es del orden de 12 a 24 m³/m²-h y con profundidades de lecho entre 0.75 a 2.0 m.

No todos los iones disueltos se remueven de igual manera, cada resina está caracterizada por una actividad determinada y algunos iones son eliminados sólo parcialmente. Algunos compuestos orgánicos encontrados en las aguas residuales pueden ligarse disminuyendo la eficiencia de las resinas.

Ultrafiltración

La ultrafiltración (UF) es una operación a presión que utiliza membranas porosas para la eliminación de material coloidal y disuelto. Estos sistemas se diferencian de la ósmosis inversa ya que en este caso se aplican presiones relativamente bajas (150 lb/in² ó 1034 kN/m²). La

ultrafiltración se utiliza para eliminar material coloidal y moléculas grandes con pesos moleculares superiores a 5000. Se aplica para la eliminación de aceite de corrientes acuosas, de turbiedad y color coloidales. También se ha sugerido utilizar UF para la eliminación de fósforo

Osmosis inversa.

La ósmosis inversa es un proceso en el cual el agua es separada de las sales disueltas en la solución por filtrado a través de una membrana semipermeable bajo presiones mayores que la presión osmótica causada por las sales disueltas en el agua residual. Las presiones de operación varían entre la presión atmosférica y 1000 lb/in² (6900 KN/m²).

La ósmosis inversa tiene la ventaja de eliminar los compuestos orgánicos que son difícilmente eliminados por las técnicas de desmineralización. La principal desventaja es su alto costo y la limitada experiencia de su aplicación en el tratamiento de aguas residuales. El acetato de celulosa y el nylon han sido utilizados como material de construcción de las membranas de ósmosis inversa.

NITRIFICACION

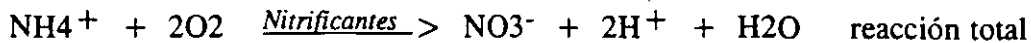
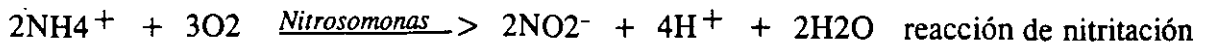
Las principales especies químicas que contienen nitrógeno y que son importantes en el tratamiento de aguas residuales son el amoníaco, los compuestos orgánicos nitrogenados, los nitratos y los nitritos. El amoníaco existe en solución acuosa como amoníaco o como ión amonio. El nitrógeno total Kjeldahl, NTK, es el análisis empleado para determinar la concentración del nitrógeno orgánico y del amoníaco presentes en el agua residual. Para aguas municipales, las concentraciones típicas de NTK varían entre 15 y 50 mg/l.

Los inconvenientes por la descarga de efluentes conteniendo nitrógeno amoniacal son:

- 1) El amoníaco consume oxígeno de los cuerpos de agua receptores
- 2) El amoníaco reacciona con el cloro para formar cloraminas, las cuales son menos efectivas que el cloro como desinfectante
- 3) El amoníaco es tóxico para la vida acuática.

La nitrificación es el proceso mediante el cual a través de bacterias autótrofas, el nitrógeno

amoniacal es oxidado a iones nitrato. Estas bacterias llamadas nitrificantes consisten en dos géneros *Nitrosomonas* y *Nitrobacter*. La oxidación del amoníaco se lleva a cabo en dos pasos:



En la reacción total se puede observar que existe un desprendimiento de iones H^+ , por lo que si la alcalinidad del sistema es insuficiente, el pH del medio va a decrecer. Es importante señalar que las bacterias nitrificantes son bastante sensibles a los cambios de pH . Cuando la alcalinidad es insuficiente, el sistema está limitado por carbono para las nitrificantes, por ello se debe agregar carbono en forma de carbonatos o bicarbonatos.

Los parámetros que afectan la nitrificación son:

- Oxígeno disuelto. Dado que la cinética depende de la concentración del O_2 , es importante que ésta se encuentre por arriba de 2 mg O_2/l .
- Temperatura. La cinética de oxidación se ve severamente afectada por las variaciones de temperatura. La velocidad de oxidación aumenta si la temperatura aumenta.
- pH . Se ha observado que el pH afecta la tasa de crecimiento de las bacterias nitrificantes, situándose el óptimo entre 7.5 y 8.5. A bajos pH se produce el ácido nitroso libre y a altos pH se libera el NH_3 . Ambos compuestos son inhibidores.
- Inhibidores. Las bacterias nitrificantes son muy sensibles a numerosos inhibidores orgánicos y minerales.
- Relación DBO/NTK. Se ha comprobado que la fracción de organismos nitrificantes presentes en el licor mezclado está relacionada con el factor DBO/NTK. Para relaciones mayores a 5 la fracción de organismos nitrificantes decrece.

Aplicaciones

Existen dos técnicas de aplicación del proceso de nitrificación: el proceso a cultura fija y el proceso a biomasa suspendida. Suponiendo que el suministro de aire sea suficiente, en general, se puede asegurar la nitrificación a temperaturas moderadas en los sistemas convencionales de lodos activados. Este sería un proceso a bajas cargas orgánicas (0.5 kg DBO/kg SS-día) y con tiempos de retención celular mayores a los aplicados convencionalmente, es decir

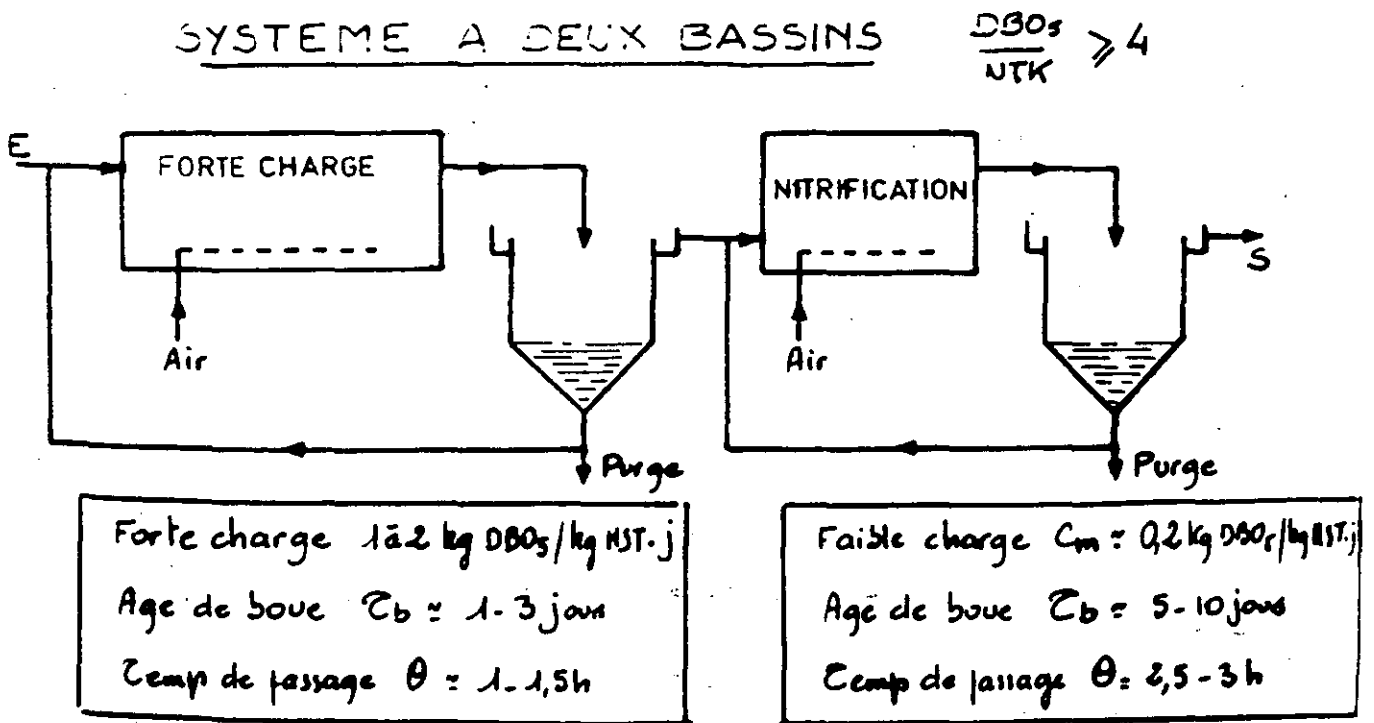
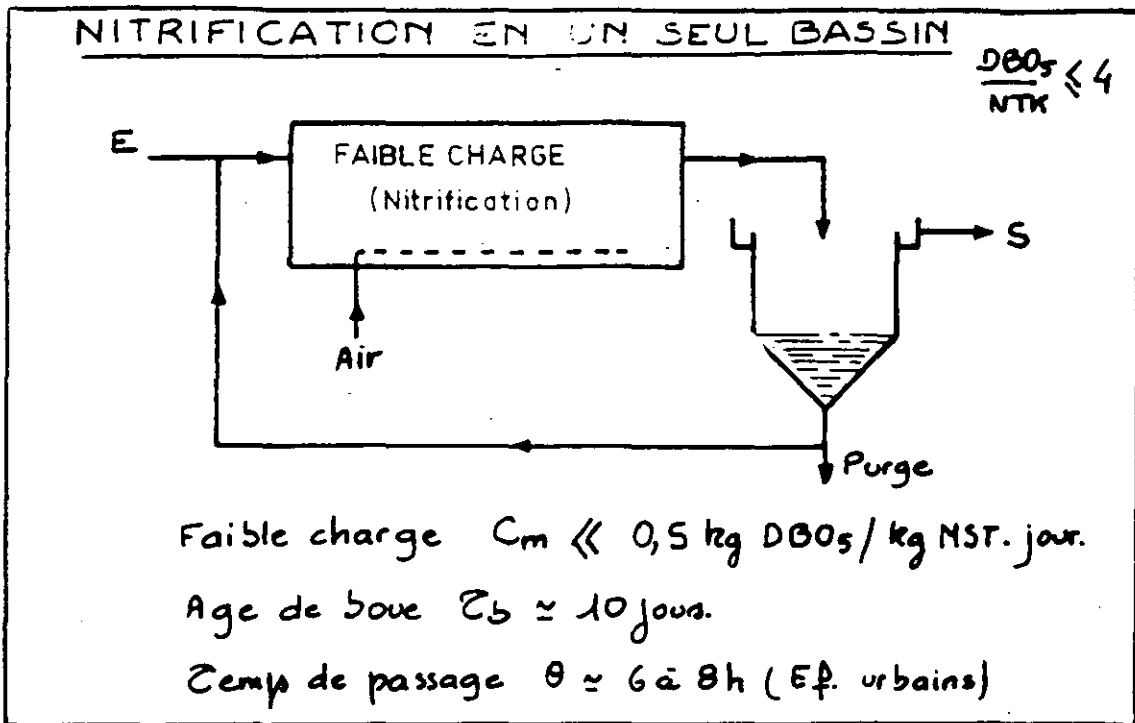


FIG. 4

aproximadamente de 10 días.

La selección del proceso combinado de oxidación/nitrificación o un proceso con la etapa de nitrificación separada depende de la evaluación de las ventajas y desventajas de cada uno. La ventaja del proceso combinado es que la producción de lodos es minimizada. En el proceso separado las ventajas son las siguientes:

- 1) Mejor control y optimación de cada proceso
- 2) Se maximiza la eficiencia de eliminación del N
- 3) El proceso es menos dependiente de la temperatura
- 4) Los compuestos orgánicos que pueden ser tóxicos a las bacterias nitrificantes son eliminados en el primer tanque.

Para pequeños flujos el proceso combinado es el preferido. De todas formas a la salida de proceso es deseable contar con un efluente con no más de 15 mg de DBO/l y no más de 5 mg de NTK/l.

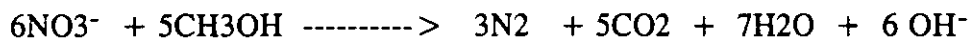
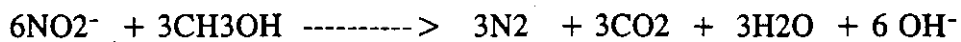
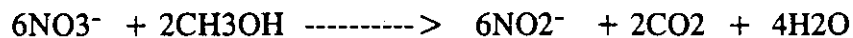
DESNITRIFICACION

Aunque es preferible tener un efluente nitrificado a uno que contiene nitrógeno amoniacal, altas concentraciones de nitratos pueden estimular el crecimiento indeseable de plantas y por lo tanto contribuir al problema de la eutroficación. Un crecimiento abundante de la vegetación acuática reduce la calidad del agua ya que:

- 1) Se incrementa el costo de tratamiento del agua porque los filtros se colmatan más frecuentemente
- 2) Aparecen olores y sabores
- 3) Se forman pigmentos coloreados
- 4) Se forman precursores de trihalometanos
- 5) Con altos contenidos de nitratos en el agua (mayores a 10 mg NO_3^- -N/l) se produce la methemoglobinemia infantil.
- 6) Existen fluctuaciones importantes de oxígeno en el cuerpo receptor.

Se puede emplear un tratamiento biológico para eliminar los nitratos del agua residual. Este proceso es llamado desnitrificación. Es esencial que el nitrógeno amoniacal haya sido oxidado a nitritos (nitrificación).

Algunas bacterias facultativas son capaces de obtener energía usando a los nitratos como aceptores de electrones, en ausencia de oxígeno, o medio anóxico. Estas bacterias reducen los nitratos a gas nitrógeno el cual es eliminado del medio hacia la atmósfera. Cabe señalar que además de la nitrificación y del medio anóxico, es necesario que exista una fuente de carbono para que la desnitrificación se lleve a cabo. Se han utilizado el metanol, el etanol y el agua residual como fuentes de carbono. Si se utiliza el metanol como fuente de carbono se obtienen las siguientes reacciones:



La nitrificación biológica seguida de la desnitrificación es probablemente el método más ampliamente utilizado para la eliminación del nitrógeno del agua residual.

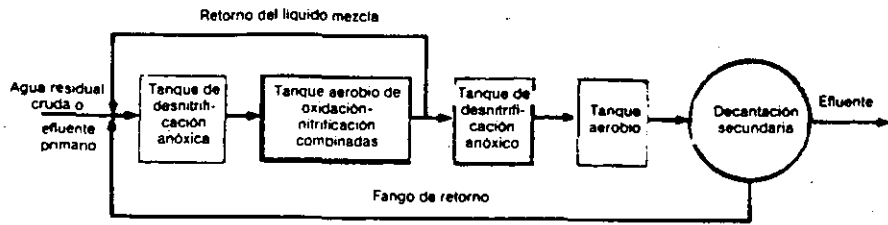
Aplicaciones

Al igual que la nitrificación, la desnitrificación se puede llevar a cabo en los procesos a biomasa suspendida o a biomasa fija, en condiciones anóxicas. Una distinción adicional se basa en si la desnitrificación se realiza en reactores independientes o en sistemas combinados de oxidación del carbono y nitrificación-desnitrificación utilizando agua residual como fuente de carbono.

El sistema de desnitrificación a biomasa suspendida es similar al proceso de lodos activados. Dado que el N_2 desprendido durante el proceso de desnitrificación se fija a menudo a los sólidos biológicos, se incluye una etapa de liberación del nitrógeno entre el reactor y los sedimentadores. Esta etapa se realiza por medio de aeración de los sólidos durante un corto periodo.

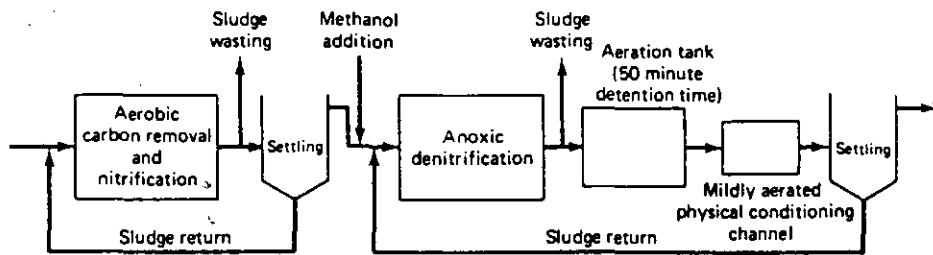
Los procesos combinados en los cuales se lleva a cabo la oxidación del carbono, la nitrificación y la desnitrificación, se han desarrollado para evitar la utilización de una fuente externa de carbono.

El proceso BARDENPHO utiliza agua residual urbana y la descomposición endógena de las

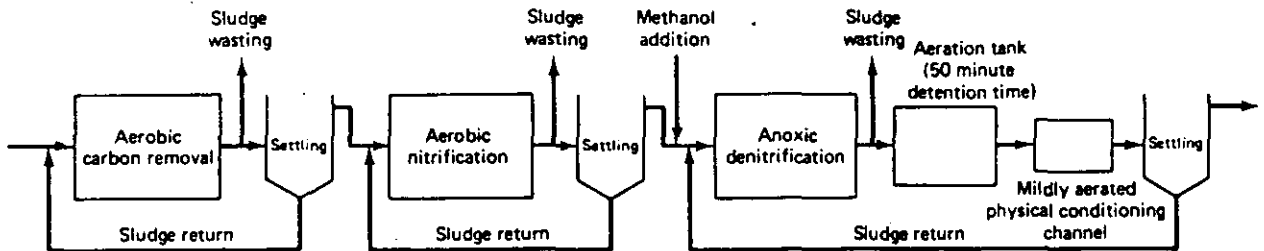


Sistema Bardenpho: utilización secuencial del carbono del agua residual y del carbono endógeno

FIG. 5



Flowsheet for a Combined-Stage Nitrification/Denitrification Process.



Flowsheet for a Separate-Stage Nitrification/Denitrification Process.

FIG. 6

TABLA 2.

Comparación de sistemas de desnitrificación alternativos*

Tipo de sistema	Ventajas	Inconvenientes
Crecimiento suspendido utilizando metanol después de una fase de nitrificación	Rápida desnitrificación; instalaciones de pequeño tamaño; estabilidad de funcionamiento; pocas limitaciones en las operaciones de la secuencia de tratamiento; puede incorporarse fácilmente una etapa de oxidación del metanol en exceso; cada proceso puede optimizarse independientemente; es posible conseguir alto grado de eliminación de nitrógeno	Se requiere metanol; estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa; se precisa un mayor número de procesos unitarios para la nitrificación-desnitrificación que en sistemas combinados
Crecimiento de cultivo fijo (columna) utilizando metanol después de una fase de nitrificación	Rápida desnitrificación; se precisan instalaciones de pequeño tamaño; estabilidad de funcionamiento demostrada; estabilidad no vinculada al clarificador al estar los organismos fijados al medio; pocas limitaciones en las opciones de la secuencia de tratamiento; posible alto grado de eliminación de nitrógeno; cada proceso del sistema puede optimizarse por separado	Se requiere metanol; no es fácil incorporar el proceso de oxidación del metanol en exceso; se precisa un mayor número de procesos unitarios para la nitrificación-desnitrificación que en sistemas combinados
Oxidación del carbono-nitrificación combinados en un reactor de cultivo suspendido utilizando una fuente de carbón endógena	No se necesita metanol; se precisa un menor número de procesos unitarios	Tasas de desnitrificación muy bajas; se precisan instalaciones de gran tamaño; eliminación de nitrógeno menor que en el sistema basado en el metanol; estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa; opciones de la secuencia de tratamiento limitado cuando se precisa eliminar tanto N como P; no existe protección de los nitrificantes contra los tóxicos; difícil de optimizar la nitrificación y desnitrificación independientemente

Tipo de sistema	Ventajas	Inconvenientes
Oxidación del carbón y nitrificación combinadas en reactor de crecimiento suspendido utilizando el agua residual como fuente de carbono	No se necesita metanol; se precisa menor número de procesos unitarios	Bajas tasas de desnitrificación; se precisan instalaciones de gran tamaño; menor eliminación de nitrógeno que en el sistema basado en el metanol; estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa; tendencia a la formación de bulking del fango; opciones de la secuencia de tratamiento limitadas cuando se requiere la eliminación tanto de N como de P; no existe protección de los nitrificantes contra los tóxicos; difícil de optimizar la nitrificación y desnitrificación independientemente

bacterias como fuente externa de carbono. La tabla 2 presenta una comparación de los diferentes sistemas de desnitrificación.

Las variables que afectan a el proceso de desnitrificación son:

- 1) Concentración del ión nitrato
- 2) Concentración del carbón
- 3) Temperatura. Si la temperatura es baja la velocidad del desnitrificación también lo es por lo que el volumen del reactor aumenta.
- 4) pH. El intervalo óptimo está entre 6.5 y 7.5.

ELIMINACION DEL FOSFORO

El agua residual doméstica y el agua de drenaje de zonas agrícolas son las principales fuentes de fósforo, el que como se ha dicho es el principal responsable del crecimiento de las plantas acuáticas y de la contribución a la eutroficación en general.

El fósforo en el agua residual puede presentarse en tres formas: ortofosfato, polifosfato y fósforo inorgánico. En la mayoría de las aguas residuales el fósforo es eliminado por decantación primaria. Dado que no existe forma gaseosa del P, éste es eliminado por incorporación a una fase sólida. En los tratamientos biológicos convencionales es incorporado a la biomasa en exceso. Estos procesos presentan una eliminación muy baja de fósforo (del 2 al 3%). Así, alrededor de 10 a 15 mg P/l se encuentran en la salida del proceso (en Europa). Para prevenir la eutroficación es necesario que las concentraciones sean inferiores a 1 mg P/l.

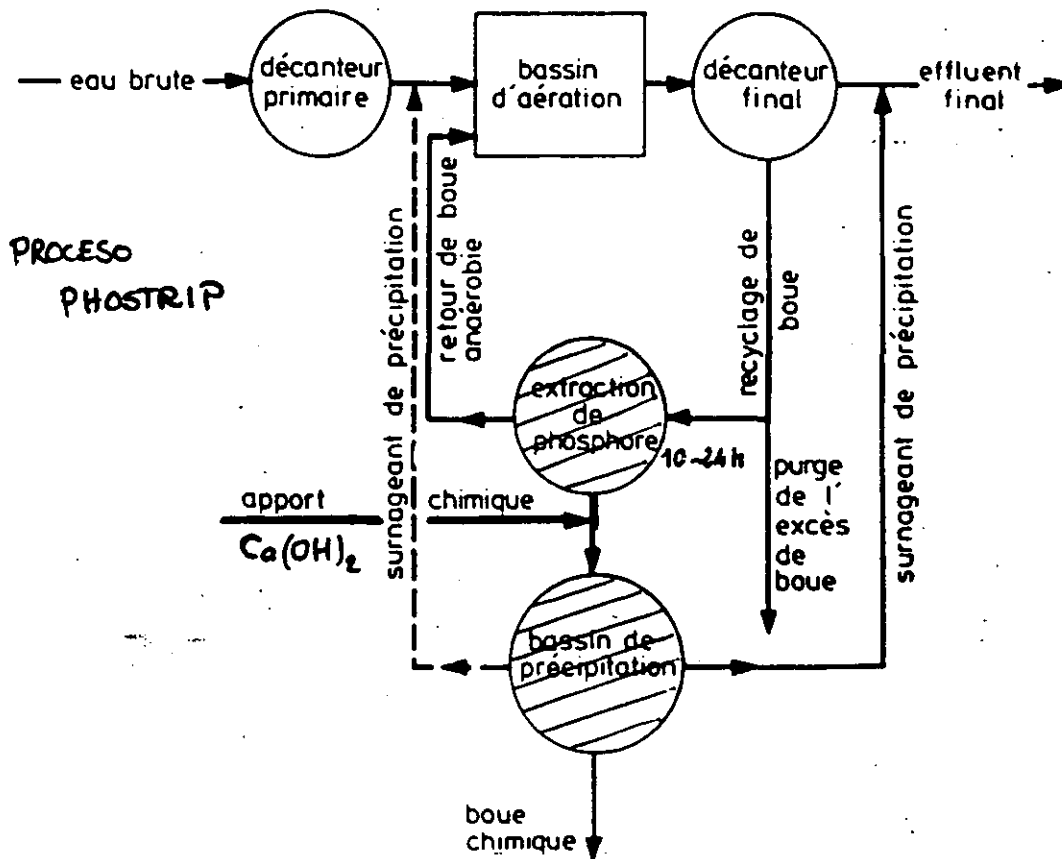
La desfosfatación por adición de productos químicos.

Cuando se añaden sales de aluminio o hierro al agua residual bruta, éstas reaccionan con el ortofosfato soluble hasta producir un precipitado. Cuando se usa la cal, el calcio y el hidróxido reaccionan con el ortofosfato para formar hidroxiapatita insoluble. El fósforo orgánico y el polifosfato se eliminan a través de reacciones más complejas y por adsorción en partículas del flóculo. El precipitado se elimina como lodos primarios. Existen tres esquemas de tratamiento: precipitación primaria, tratamiento terciario y precipitación simultánea en los lodos activados. Las principales ventajas y desventajas de cada uno de ellos se encuentran en la tabla 3.

TABLA 3.

Ventajas y desventajas de la eliminación de fósforo en diversos puntos de una planta de tratamiento*

Nivel de tratamiento	Ventajas	Desventajas
Primario	Aplicable a la mayoría de las plantas; eliminación superior de DBO y de sólidos suspendidos; mínimo trato de pérdidas de producto químico; posibilidad demostrada de recuperación de la cal	Minima eficiencia del uso del metal del producto químico; pueden requerirse polímeros para la floculación; fango más difícil de deshidratar que el primario
Secundario	Mínimo coste; menores dosis de productos químicos que el primario; mejora de la estabilidad del fango activado; no se precisan polímeros	La sobredosis de metal puede causar la toxicidad a bajo pH; con aguas residuales de baja alcalinidad, puede ser necesario un sistema de control del pH; no puede utilizar la cal a causa del excesivo pH; sólidos inertes añadidos al líquido mezcla del fango activado, reduciendo el porcentaje de sólidos volátiles
Avanzado (terciario)	Mínimo fósforo en el efluente; máxima eficacia del uso del producto químico; recuperación de cal demostrada	Máximo coste de inversión; máxima pérdida de metal del producto químico



Stabilisation de PO_4^{3-} par agent chimique

FIG. 7

REFERENCIAS

- 1.-Benefield LDy Randal CW (1980) Biological process design for wastewater treatment, Englewood Cliffs, N.J.
- 2.- Buitrón Méndez G. (1993) Biodégradation de composés xénobioiques par un procédé discontinu de type SBR" Tesis de doctorado, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, Francia, 240 pp.
- 3.- Cheremisinoff N.P. y Cheremisinoff P.N. (1993). Carbon adsorption for pollution control. *Process and pollution control equipment*. Prentice Hall, New Jersey.
- 4.- Ekama GA, Marais GR y Siebritz IP (1984) Theory design and operation of nutrien removal activated sludge processes, Water Research Commission, Univ. Cape Town, Pretoria.
- 5.- Fox P. y Suidan M.T. (1993). A comparision of expanded bed GAC reactor designs for the treatmen of refractory/inhibitory wastewaters. *Water research*, **27**, 769-776.
- 6.- Meidl J.A. (1991). PACT Systems for industrial wastewater treatment. *Innovative hazardous waste treatment technology series. Vol 2*, Ed. Freeman HM y Sferra PR, Technomic Pub. Co., Lancaster, 177-191.
- 7.- Metcalf y Eddy (1991). Wastewater Engineering. Treatment, Disposal and Reuse, Mc Graw Hill, 3a Ed., N.Y.
- 8.- Reynolds TD (1982) Unit operations and processes in environmental engineering, Brooks-Cole Eng. Div.



CURSOS ABIERTOS

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS

FLOTACION

FLOTACION

1.0 INTRODUCCION

1.1. DEFINICION.

Flotación es una operación unitaria empleada en la separación de partículas sólidas o líquidas desde una fase líquida continua. Esta operación se logra por la introducción de burbujas muy pequeñas de aire en el fondo de un tanque que contiene el líquido a procesar. Al elevarse lentamente las burbujas adhieren o son atrapadas por partículas sólidas suspendidas en el líquido. Las fuerzas de flotación creadas por las burbujas provocan que la materia suspendida se eleve a la superficie del líquido donde se remueve por un proceso de desnatado.

1.2. TIPOS DE FLOTACION.

- a) Flotación por espumamiento. Esta operación utilizada ampliamente en la industria procesadora de minerales, se hace mediante la introducción de aire a presión atmosférica cerca del fondo de un tanque que contiene el líquido a procesar. La instalación de mezcladores mecánicos crean una fuerte agitación en el tanque. Introduciendo soluciones químicas apropiadas, el espumamiento generado por el mezclado produce la separación deseada de minerales. Este tipo de flotación no se analizará en este curso.
- b) Flotación por aire disuelto. Esta operación se basa en el transporte de un gas desde su estado disuelto a uno liberado debido a una rápida reducción de la presión en un fluido líquido presurizado. Las pequeñas burbujas producidas se adhieren a partículas suspendidas en el líquido elevándose lentamente a la superficie. Este tipo de flotación se analizará en el tema.

1.3. MECANISMOS DE FLOTACION

El contacto de las burbujas con la materia suspendida básicamente se logra de dos maneras:

- a) Entrampamiento. Cuando la burbuja es físicamente capturada por la estructura de un flóculo. De hecho, se agregan productos químicos en el influente para crear un flóculo y lograr tal entrampamiento. Se utilizan sulfato

de aluminio, cloruro férrico, sílice activada, etc.

- b) Adhesión. Esta clase de contacto se debe a la fuerza de la tensión interfacial y es fundamentalmente un problema de Química de superficie. Se emplea más en la flotación por espumamiento.

MÉTODOS DE REDUCCIÓN DE LA PRESIÓN

- a) Flotación por vacío. En este proceso el tanque de flotación está cubierto manteniéndose un vacío sobre la superficie del líquido. El influente, a presión atmosférica, se introduce en el fondo del tanque. A medida que el líquido entra en el tanque la presión se reduce súbitamente provocando la liberación de burbujas de aire. El proceso tiene algunas desventajas: el tanque debe estar absolutamente cerrado para mantener el vacío y la presión está limitada a la teórica máxima de una atmósfera. Las instalaciones operan aproximadamente a 25 cm. de presión manométrica (columna de mercurio).
- b) Flotación presurizada. En este proceso el tanque de flotación está expuesto a la atmósfera. El influente, a una presión de tres a cinco atmósferas mantenida por una bomba, pasa a través de una válvula reductora de presión inmediatamente aguas arriba del tanque. La reducción de presión genera las burbujas de aire. Este método de operación es mejor que el de vacío.

Prácticamente en todos los casos el gas que se utiliza para producir las burbujas es aire.

Las formas de los tanques de flotación pueden ser rectangulares o circulares. Ver. Figuras 1 y 2.

1.5. MÉTODOS DE OPERACION.

- a) Influyente presurizado (Fig. 3). En este método todo o una parte del influente se presuriza y satura con aire. La ventaja de este método es que el gasto a través del tanque de flotación es el mismo que el del influente, esto es, no se recircula líquido. Esto permite circulaciones mínimas para el tanque de flotación. Sin embargo, hay algunas desventajas. Si todo o parte del influente se presuriza, el floculo creado por la introducción de productos químicos se puede destrozar a medida que el líquido pasa a través de la bomba. También, si el aire se inyecta en agua cruda se tiene una disolución considerablemente menor que cuando el aire se inyecta en un efluente relativamente limpio.

- b) Efluente presurizado (Fig.4). Si una fracción del efluente del tanque de flotación se recicla, presuriza y se satura con aire, se evitan las desventajas mencionadas en (a). Sin embargo, el gasto a través del tanque de flotación mayor incrementándose por lo tanto el tamaño del tanque. Aún así, se considera que este método de operación es mejor que el de presurización del influente.

1.6. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO.

- a) Aplicación de Productos Químicos. De las pruebas previas que se hagan puede resultar que se necesite aplicar un coagulante para desarrollar los flocúlos y controlar el PH, para lo cual es necesario instalar un tanque mezclador aguas arriba del tanque de flotación.
- b) Inyección de aire. No hay un acuerdo generalizado acerca del punto donde el aire debe inyectarse. Si es en la succión de la bomba, se requerirá una presión mínima. También la bomba acelerará el proceso de saturación diluyendo el aire que pasa a través del impulsor. La desventaja es que la mezcla agua-aire a través de la bomba reduce su eficiencia y los costos de energía llegan a ser más altos. La inyección del aire en la descarga de la bomba elimina esta desventaja pero, en este caso, la energía se requiere para la inyección. Aunque la localización del punto de inyección de aire no es totalmente fundamental, parece preferible tenerlo del lado de la succión de la bomba.
- c) Bomba de presurización. Normalmente se usan bombas centrífugas. Las presiones de operación se encuentran en el rango de 3 a 5 atmósferas.
- d) Tanque de saturación. El proceso de disolución del aire en el agua no se logra instantáneamente. Por lo tanto, se debe incluir en el sistema un tanque de saturación del aire con un tiempo de contacto de uno a dos minutos.
- e) Válvula aliviadora de presión. Esta válvula es un componente vital de la instalación. Se debe localizar entre el tanque de saturación y el de flotación, y puede operarse manual o automáticamente para lograr la reducción deseada de presión. Las burbujas que se crean por el cambio súbito de presión tienen diámetros en el rango de 0.03 a 0.15 mm.
- f) Tanque de flotación. El tiempo de retención es de 20 a 30 minutos para el proceso de clarificación; mientras que para el proceso de espumamiento se especifica de 100 a 120 minutos. Dependiendo del desecho por tratar en particular,

las cargas superficiales están en el rango de 86 a 230 m^3/m^2 -día. Una carga de 115 m^3/m^2 -día y un tiempo de retención de 25 minutos requiere una profundidad de 2 metros.

Para remover la nata de la superficie del tanque se requiere equipo mecánico. Asimismo, se instalan rastras para remover los depósitos del fondo. El efluente del tanque se extrae de la región más baja del tanque.

2.0 ANALISIS

Como se mostró en el tema de sedimentación el proceso de flotación puede describirse, en muchos casos, por la ecuación de Stokes, aunque se requiere aún más investigación para aplicarla en la solución de problemas prácticos.

Condiciones:

Diámetro de la burbuja de gas	D
Velocidad de ascenso de la burbuja	V
Viscosidad del gas	μ'
Peso específico del gas	γ'
Viscosidad del líquido	μ
Peso específico del líquido	γ
Densidad de masa del gas	$\rho' = \frac{\gamma'}{g}$
Densidad de masa del líquido	$\rho = \frac{\gamma}{g}$
Fuerza de flotación	$\gamma \frac{\pi D^3}{6}$
Fuerza debida al peso de la burbuja	$\gamma' \frac{\pi D^3}{6}$
Fuerza de arrastre o de fricción	$3\pi\mu VD$
con $N_R \leq 1.0$:	

$$V = \frac{g(\rho - \rho')D^2}{18\mu} \quad (1)$$

(ecuación de Stokes)

Teóricamente la ecuación de Stokes es aplicable solo cuando la Partícula es un sólido. Cuando la partícula es un gas, por ejemplo aire, puede ocurrir una circulación interna en la burbuja. De acuerdo con esto, Landau y Lifschitz establecieron una ecuación más general a partir de la de Stokes.

$$v = \frac{g(\rho - \rho')D^2}{18\mu} \cdot \frac{(3\mu + 3\mu')}{(2\mu + 3\mu')} \quad (2)$$

Si μ'/μ es muy grande la ecuación (2) se transforma en la (1). Pero si μ'/μ es muy pequeña, entonces la ec. (2) es similar a la (1) solo que en el denominador se reemplaza el número 18 por el 12. En este caso la velocidad se incrementa en 50%.

Este resultado teórico se basa en la consideración de que se tiene un líquido totalmente puro. Valentín sugiere que las impurezas que contienen las aguas residuales evitan la circulación interna y por tanto la burbuja de aire se puede comportar como una partícula sólida. Otros experimentos han confirmado que una burbuja de aire obedece la ecuación de Stokes en aguas residuales cuando el número de Reynolds es pequeño.

Para grandes valores del número de Reynolds, la ecuación es:

$$v = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C_D} \frac{(\rho - \rho')}{\rho} D} \quad (3)$$

donde

C_D coeficiente de arrastre o fricción

2.1. Ley de Henry

Establece que la cantidad de un gas que puede disolverse en un líquido es directamente proporcional a la presión parcial que el gas ejerza en el líquido.

$$P = K_H \cdot X \quad (4)$$

donde

P Presión parcial, en atm

X fracción molar del gas disuelto en el líquido

K_H constante de Henry. El valor depende del tipo de gas y de la temperatura.

Para aire:

$T, ^\circ\text{C}$	0	10	20	30	40
$K_H \frac{\text{Atm}}{\text{frac.molar}}$	43,200	54,900	66,400	77,100	87,000

Composición del aire seco a nivel del mar:

Componente	Porcentaje en volumen
Nitrogeno	78.08
Oxigeno	20.95
Argón	0.93
Bióxido de carbono	0.03
Otros	0.01
	<u>100.00</u>

2.2. Balance de masa

Se analizará el sistema de flotación por presurización del efluente, como se muestra en la figura 6.

- Peso de sólidos suspendidos que entra al sistema

$$W_1 \left(\frac{\text{gr sólidos}}{\text{seg}} \right) = C_1 \left(\frac{\text{gr sólidos}}{\text{gr líquido}} \right) \times \gamma \left(\frac{\text{gr líquido}}{\text{cm}^3} \right) \times Q_1 \left(\frac{\text{cm}^3}{\text{seg}} \right) \quad (5)$$

$$\text{De la ec (4), } X = \frac{P}{K_H} \quad (6)$$

X , número de moles de aire por mole de agua o peso de aire por peso de agua.

$$X = \frac{P}{K_H} \frac{29}{18} \quad (7)$$

para cualquier otro sistema gas-líquido, se emplea la ecuación general

$$X = \frac{P}{K_H} \frac{m_a}{m_L} \quad (8)$$

donde m_g y m_L son los pesos moleculares del gas y el líquido, respectivamente.

- De acuerdo con esto, la cantidad de gas que se inyecta es:

$$W_g \left(\frac{gr \text{ Gas}}{seg} \right) = \frac{P_1}{K_H} \frac{m_g}{m_L} \left(\frac{gr \text{ Gas}}{gr \text{ Líquido}} \right) \times \gamma \left(\frac{gr \text{ Líquido}}{cm^3} \right) Q_R \left(\frac{cm^3}{seg} \right) \quad (9)$$

donde

Q_R gasto de recirculación

P_1 presión en la descarga de la bomba, atm.

Como hay una retropresión en el sistema debida a la presión atmosférica y a la carga hidrostática del tanque de flotación, no todo el gas disuelto está disponible para liberarse. Por lo tanto, se reemplaza P_1 por $(P_1 - P_2)$ en la ec. (9), obteniéndose:

$$W_g = \frac{P_1 - P_2}{K_H} \frac{m_g}{m_L} \gamma Q_R \quad (10)$$

P_2 Presión aguas abajo de la válvula aliviadora, atm

-Relación peso de gas que se inyecta a peso de sólidos que entra [ec(10) ÷ ec(5)]

$$r = \frac{W_g}{W_1} = \frac{(P_1 - P_2)}{K_H C_1} \frac{m_g}{m_L} \frac{Q_R}{W_1} \quad (11)$$

Varios investigadores han estudiado el efecto de la variación de la relación aire-sólidos (Γ), sobre la concentración efluente, C_2 , y la concentración de sólidos en las natas, C_s . En las figs 7 y 8 se muestran algunos resultados.

2.3. Cargas superficiales o tasas de derrame

En el sistema de flotación por aire presurizado es difícil establecer con precisión cual es el diámetro y la densidad de un flóculo en el cual se adhieren algunas burbujas de aire. Asimismo, es difícil determinar la viscosidad y densidad de la fase líquida que se altera significativamente por la presencia de una fase dispersa compleja. Por todo esto, es necesario llevar a cabo pruebas experimentales a nivel laboratorio o de planta piloto para determinar la tasa de ascenso de un desecho en particular por tratar. En la tabla 1 aparece información al respecto.

2.4. Eficiencias de operación

En la tabla 2 se Presenta información sobre eficiencias de remoción sólidos suspendidos y de demanda bioquímica de oxígeno, Para diversos tipos de desechos.

2.5. Aplicación

El desecho líquido de una refinería de petróleo se va a tratar con un sistema de flotación con aire disuelto. Se realizó un experimento en una planta Piloto que proporcionó suficiente información Para Proceder con el diseño del Prototipo.

a) Condiciones de las Pruebas a nivel Piloto

$$T = 15^{\circ}\text{C}, \quad Q_1 = 189 \text{ l/min}, \quad C_1 = 500 \text{ ppm (S.S.)}$$

$$\text{Presión atmosférica: } 1.033 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_1 = 3.8665 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_1 \text{ (absoluta)} = 4.8995 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (4.743 atm)}$$

$$P_2 = \gamma Z = 999.12 \times 1.2 = 1198.94 \text{ Kg/m}^2 = 0.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 \text{ (absoluta)} = 0.12 + 1.033 = 1.153 \text{ Kg/cm}^2 = 1.12 \text{ atm}$$

$$P_H = 60,650 \text{ atm/frac. molar}, \quad m_G = 29, \quad M_L = 18$$

$$r = \frac{w_G}{w_L} = \frac{(4.743 - 1.12)}{(60650)(500 \times 10^{-6})} \times \frac{29}{18} \times \frac{Q_R}{189}$$

$$r = 0.001018 Q_R$$

Datos experimentales

Q_R , l/min	C_2 , ppm	C_2 , % en peso	r
19	82	1.8	0.019
38	45	2.2	0.039
57	34	2.5	0.058
76	28	2.5	0.077
95	25	2.6	0.097
114	24	2.6	0.116
133	22	2.7	0.135
152	21	2.7	0.155

La representación Gráfica de r versus C_2 y r versus Q_R se muestra en la figura 9. Se observa que Para valores de r mayores de 0.1 la concentración del efuente no decrece sustancialmente, por lo que se recomienda emplear el valor de $r = 0.1$ para el diseño del prototipo

De la tabla previa se ve que este valor corresponde a $Q_R = 98$ l/min. Por lo tanto, se requerirá recircular el 52 por ciento del efluente. En estas condiciones el gasto influente al tanque de flotación es 287 l/min.

Para $r = 0.1$, la concentración de sólidos en las natas, C_s , es 2.64 Por ciento en peso

o Balance de masa

$$W_1 = W_2 + W_3 \quad (12)$$

o

$$C_1 \gamma Q_1 = C_2 \gamma (Q_2 - Q_3) + C_s \gamma Q_3 \quad (13)$$

Considerando que $Q_2 \doteq Q_1$ y que $\gamma_s \doteq \gamma$, se tiene:

$$Q_3 = Q_1 (C_1 - C_2 / C_s) \quad (14)$$

Sustituyendo valores:

$$Q_3 = 189 (500 - 25) / (26400) = 3.4 \text{ l/min}$$

Por lo tanto, el gasto efluente real es aproximadamente 186 l/min

b) Diseño del sistema prototipo

Condiciones:

Gasto influente $Q_1 = 100$ l/seg

Sólidos suspendidos en el influente $C_1 = 400$ ppm

Temperatura 30°C

Relación aire: sólidos $r = 0.1$

Gasto efluente a recircular $Q_R = 52$ l/seg

Carga superficial $V = 175 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-d}$

i) Tanque de flotación

$$A_s = \frac{Q_1 + Q_2}{V} = \frac{0.1 + 0.052}{0.00202} = 75.25 \text{ m}^2$$

con sección rectangular:

$$\text{Si } \frac{L}{B} = 5, \quad A_s = 5B^2 = 75.25 \text{ m}^2$$

$$B = 3.88\text{m}, \quad L = 19.40\text{m} \quad \text{y } A_s = 75.27 \text{ m}^2$$

Con un tiempo de retención de 20 minutos:

$$\text{Volumen: } 0.152 \text{ m}^3/\text{s} \times 1200 \text{ seg.} = 182.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Tirante: } Z = \frac{182.4 \text{ m}^3}{75.27 \text{ m}^2} = 2.42 \text{ m}$$

se deja $Z = 2.5 \text{ m}$

Con sección circular:

$$D = 9.79 \text{ m}, \text{ se deja } D = 10 \text{ m}, \text{ con lo que } A_s = 78.5 \text{ m}^2 \text{ y } Z = 2.32 \text{ m}$$

se deja $Z = 2.5 \text{ m}$

ii) Tanque de saturación de aire

Tiempo de contacto: 2 minutos

$$\text{Volumen: } Q_R \cdot t_c = 0.052 \times 120 = 6.24 \text{ m}^3$$

$$\text{Si } Z = 4D, \quad V = \frac{\pi D^2}{4} \times Z = \pi D^3 = 6.24$$

$$D = 1.26 \text{ m}, \quad Z = 5.04 \text{ m}$$

Se deja $D = 1.3 \text{ m}$ y $Z = 5 \text{ m}$

iii) Comportamiento esperado del sistema.

De acuerdo con los resultados de la prueba piloto se puede esperar lo siguiente:

$$C_2 = 25 \text{ ppm}, \quad C_s = 2.6 \%$$

o Gasto de agua que se pierde con la nata o espuma:

$$Q_e = Q_1 (C_1 - C_2) / C_s$$

$$Q_e = 0.1(400 - 25) / 26000 = 0.00144 \text{ m}^3/\text{seg} \quad (1.5 \text{ l/s})$$

iv) Condiciones de presión

K_B a 30°C : 77,100 atm/frac. molar

$$P_z = P_{\text{atm}} + \gamma Z = 10,330 + 1000 \times 2.5 = 12830 \text{ kg/m}^2$$

$$P_z = 1.24 \text{ atmósferas}, \quad m_0 = 29, \quad m_L = 18$$

con la ec. (11):

$$0.1 = \frac{(P_1 - 1.24) (29) (0.052)}{(77,100) (400 \times 10^{-6}) (18) (0.1)}$$

$$P_1 = 4.92 \text{ atm.}$$

$$P_1 = 4.92 \times 10330 = 50824 \text{ kg/m}^2 \text{ (abs)}$$

v) Bombeo

$$\text{Potencia} = \frac{Q_R (P_1 - P_0)}{76}$$

$$\text{Potencia} = \frac{0.052 (50,824 - 10330)}{76} = 27.71 \text{ HP}$$

Seleccionando un equipo con 75% de eficiencia:

P = 36.95 HP, se selecciona un motor de 40 HP

vi) Requisitos de aire

De la ec (10):

$$W_a = \frac{(4.92 - 1.24)}{77,100} \times \frac{29}{18} \times 1000 \times 0.052$$

$$W_a = 0.004 \text{ kg/seg}$$

Si $\gamma^1 = 1.2 \text{ kg/m}^3$, entonces

$$Q_a = \frac{W_a}{\gamma^1} = \frac{0.004}{1.2} = 0.00333 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_a = 200 \text{ l/min.}$$

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Metcalf & Eddy, Wastewater Engineering, McGraw-Hill Book Co., Nueva York, 1972.
2. Eckenfelder, W.W. Jr. Water Quality Engineering for Practicing Engineers, Barnes & Noble, Nueva York, 1970.
3. Eckenfelder, W.W. Jr. and D.L. Ford, Water Pollution Control, The Pemberton Press, Jenkins Publishing Co., Austin y Nueva York, 1970.
4. Remalho, R.S., Introduction to Wastewater Treatment Processes, Academic Press, Nueva York, 1977.
5. Nemerow, N.L., Liquid Waste of Industry, Theories, Practices and Treatment, Addison-Wasley Publishing Co., Reading, Mass. 1971.

TABLA 1
CARGAS SUPERFICIALES PARA VARIOS TIPOS DE DESECHOS

DESECHO	CARGA SUPERFICIAL m^3/m^2-d
Lodos activados de aguas negras	
$r = 0.015$	70
$r = 0.06$	180
Empacadora de alimentos	76
Refinería de petróleo	175
Talleres líneas férreas	205
Lodos activados de pulpa y papel	
$r = 0.15$	293
$r = 0.25$	363

12

TABLA 2
COMPORTAMIENTO DEL PROCESO DE FLOTACION CON AIRE PRESURIZADO

DESECHO	SOLIDOS SUSPENDIDOS		DBOs	
	Influyente (mg/l)	Remoción (%)	Influyente (mg/l)	Remoción (%)
Refinería de petróleo	440	95	-	-
Empacadora de carne	1400	86	1225	67
Manufactura de papel	1180	98	210	63
Procesamiento de aceite vegetal	890	95	3048	92
Enlatado de frutas y verduras	1350	80	790	60
Manufactura de jabón	392	92	309	92
Efluente tratamiento primario	252	69	325	49
Manufactura de pegamentos	542	94	1822	92

13

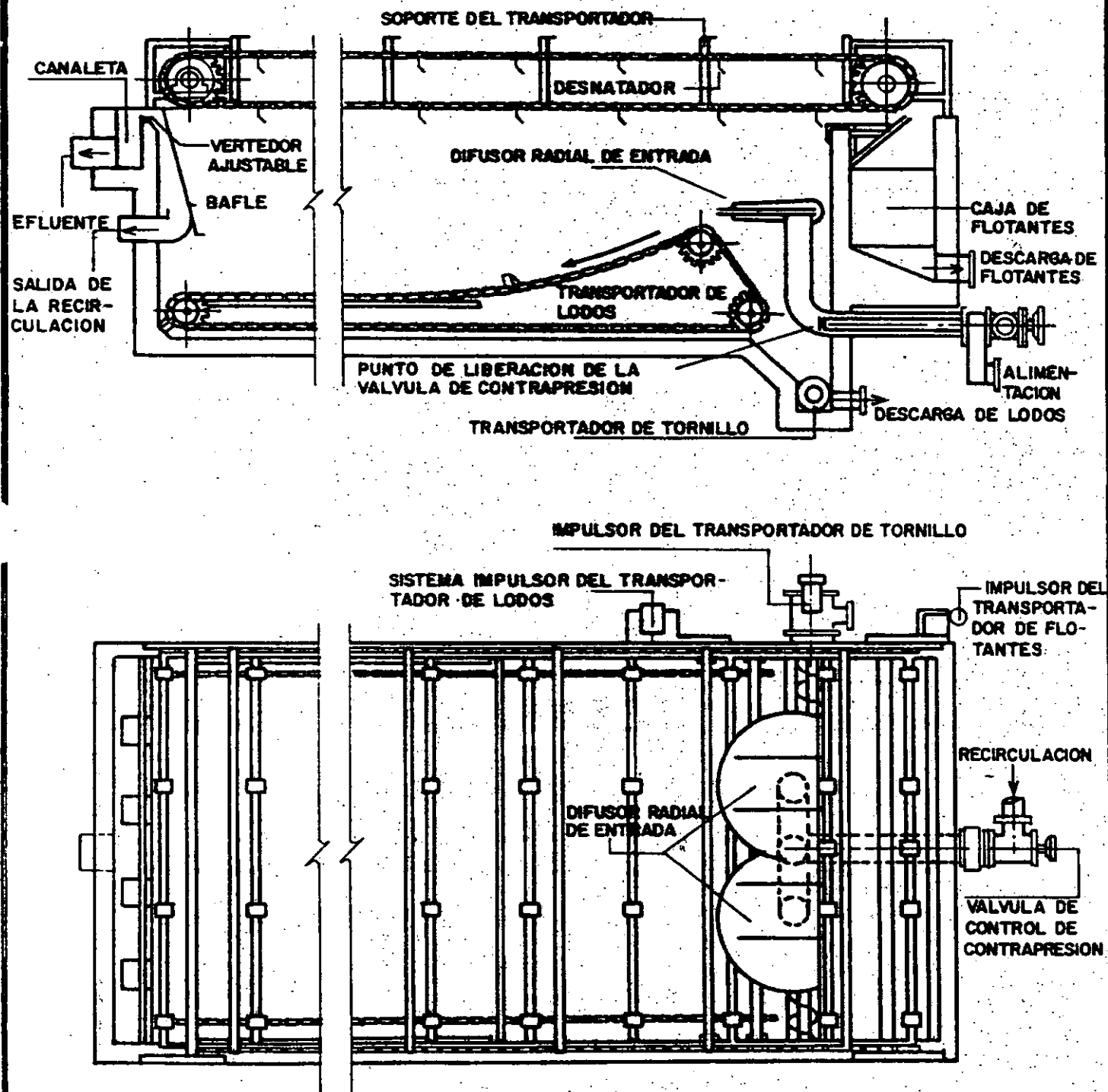


Fig 1. TANQUE DE FLOTACION - SECCION RECTANGULAR ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

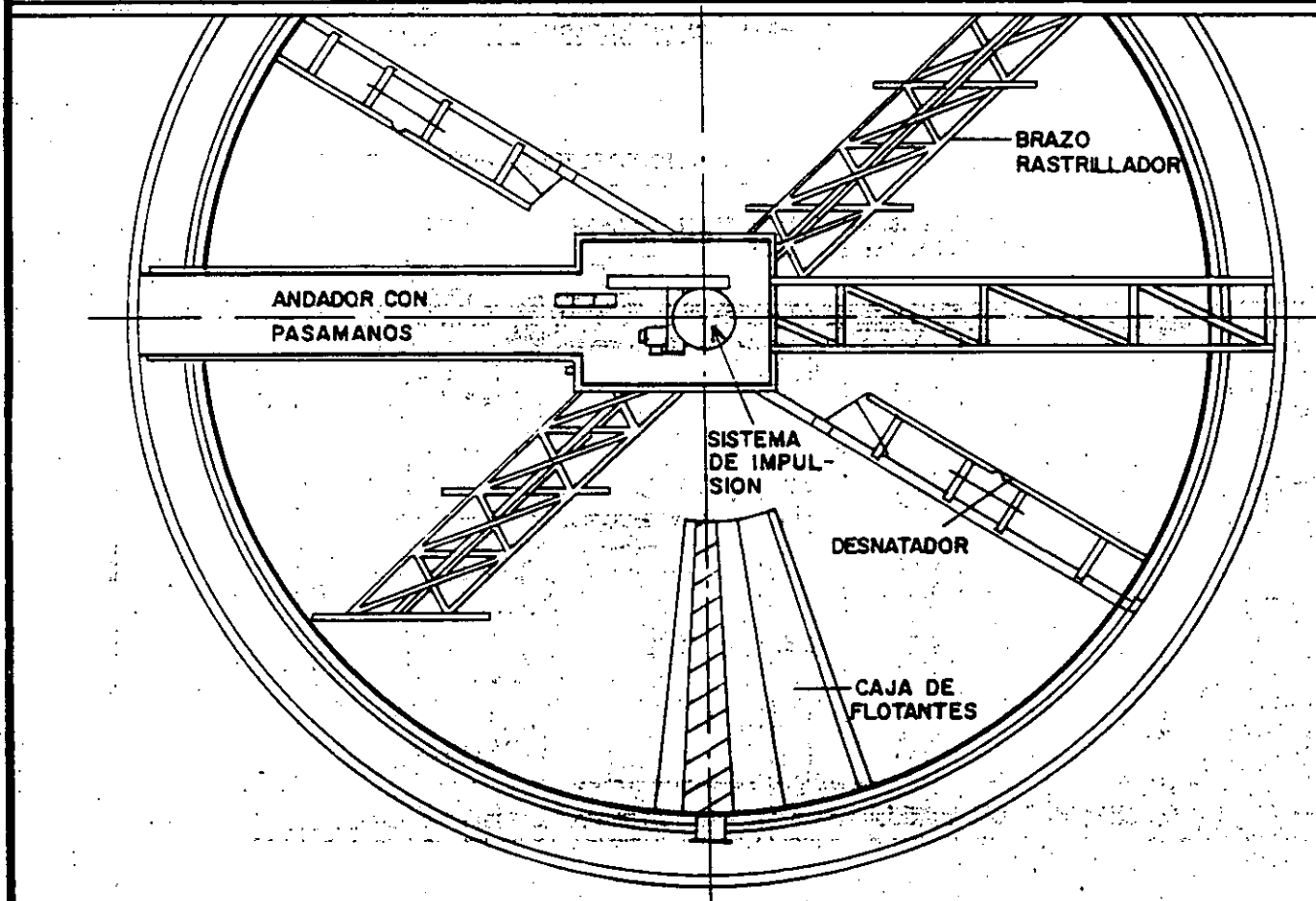
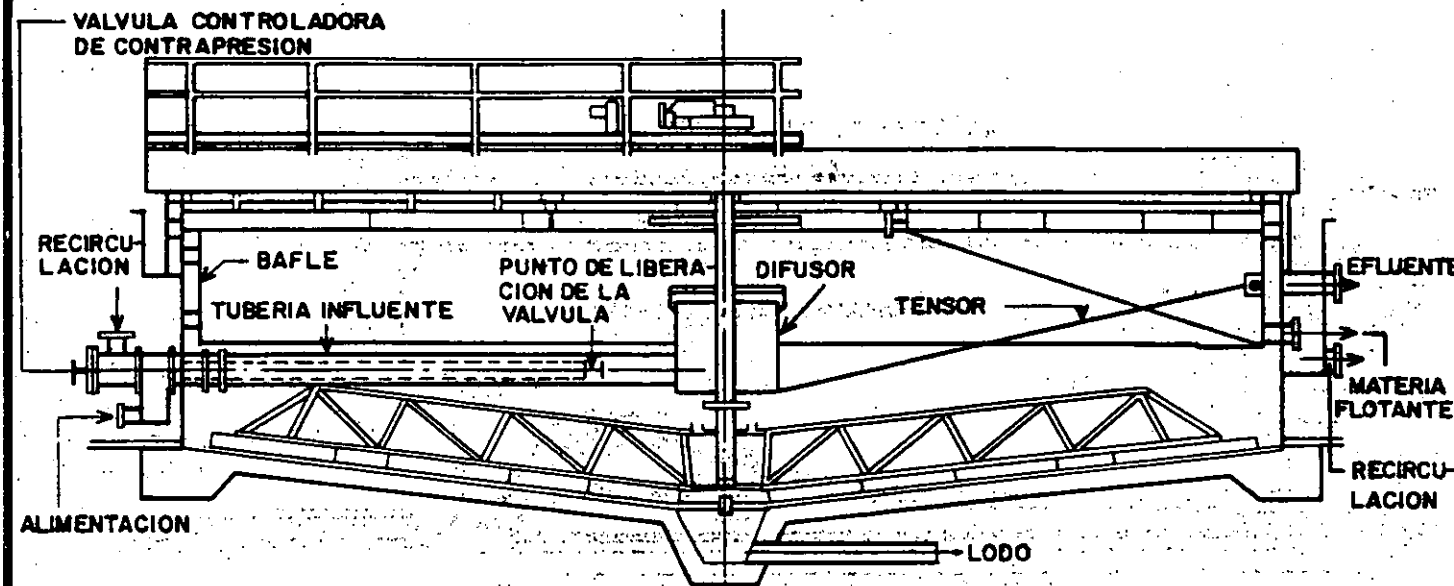


FIG. 2. TANQUE DE FLOTACION-SECCION CIRCULAR
SISTEMA SOPORTADO POR EL PUENTE

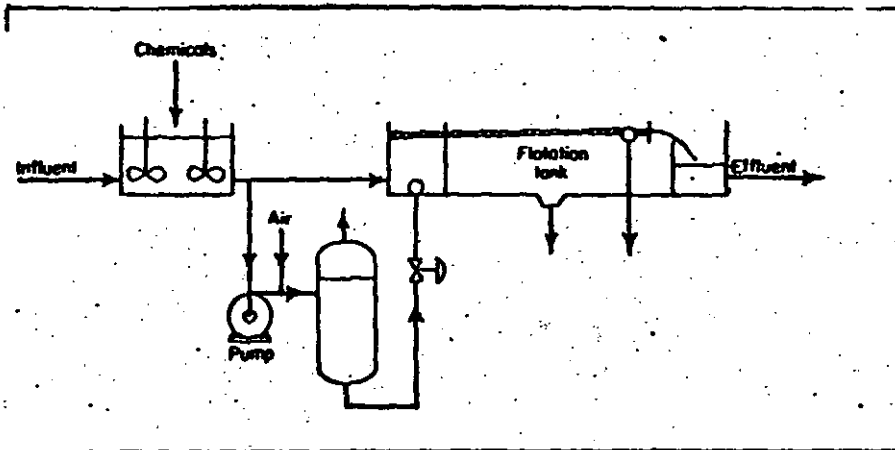


FIG. 3 Pressurized influent
method of operation.

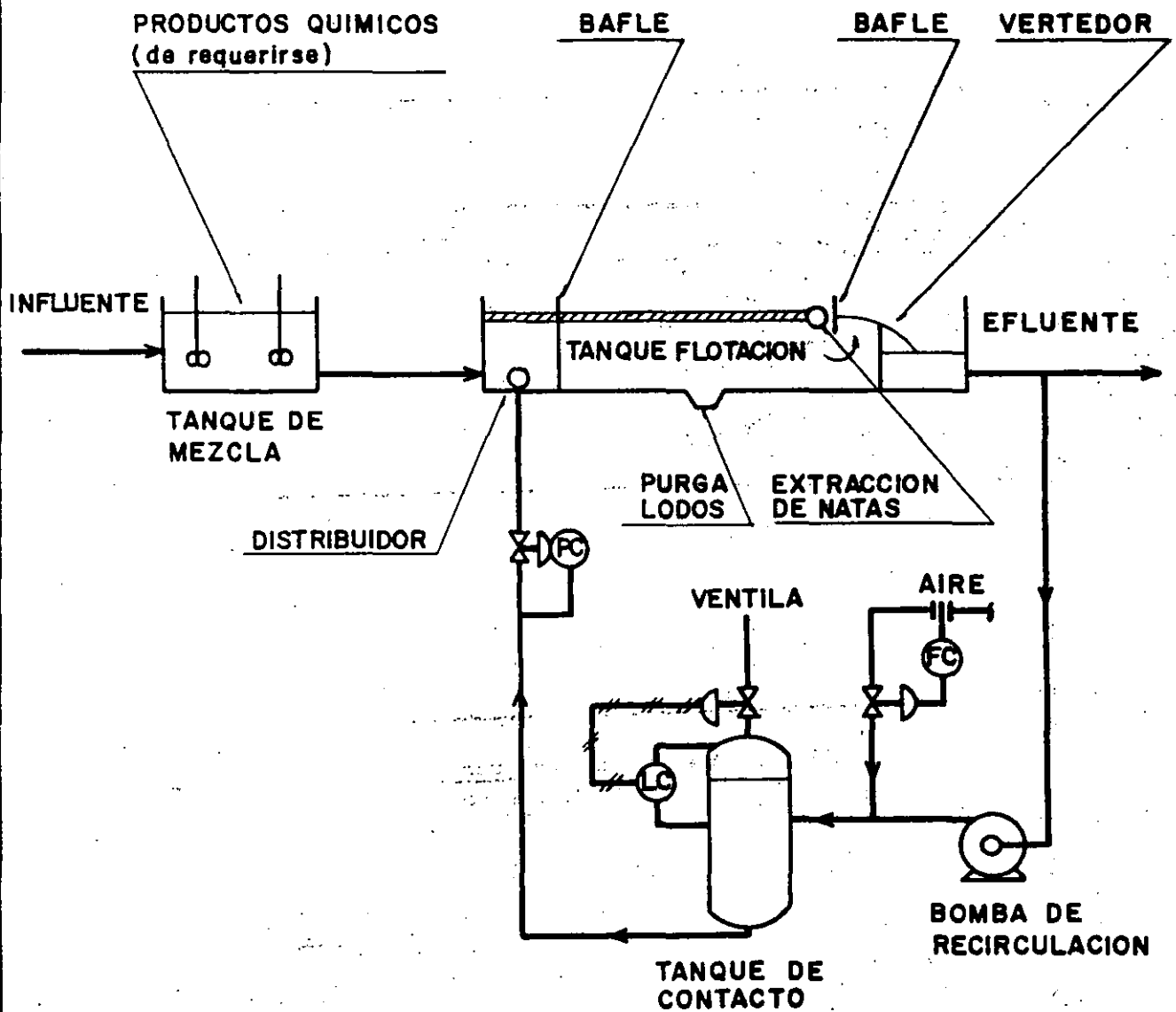
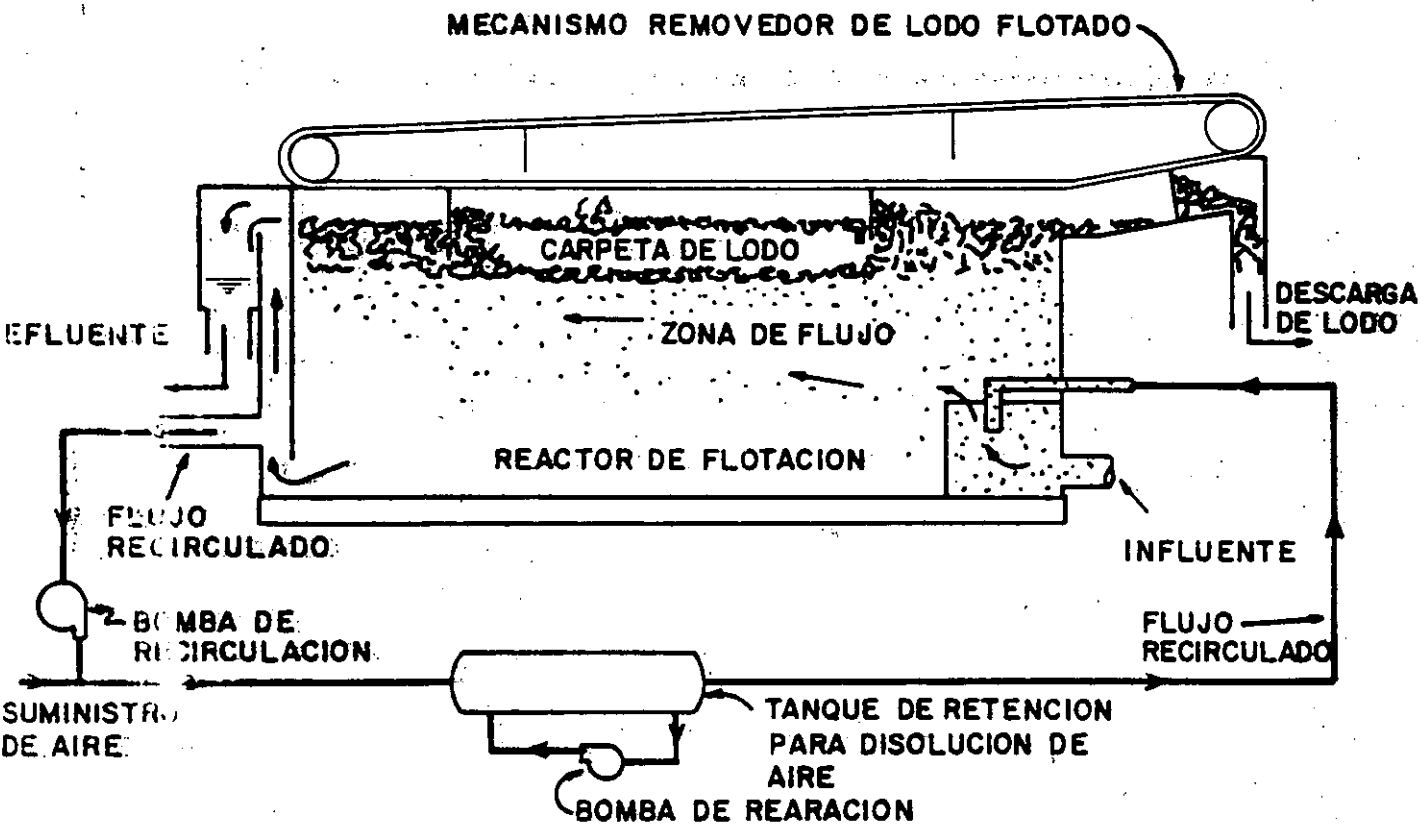


FIG.4. SISTEMA DE FLOTACION POR PRESURIZACION DEL EFLUENTE
METODO DE OPERACION.



1. SISTEMA DE FLCTACION CON AIRE DISUELTO

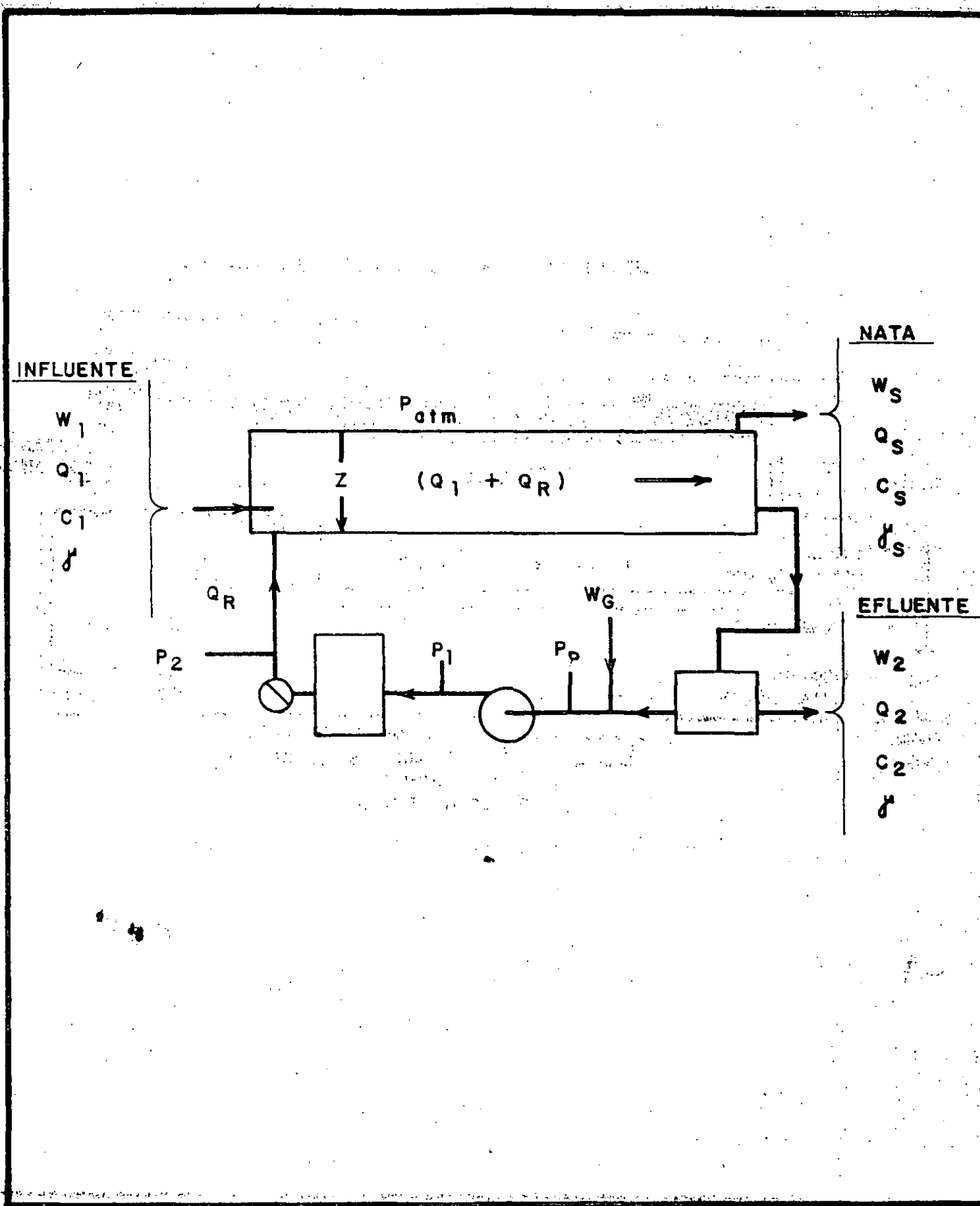


FIG 6 DIAGRAMA PARA EL ANALISIS DEL SISTEMA DE FLOTACION POR PRESURIZACION DEL EFLUENTE

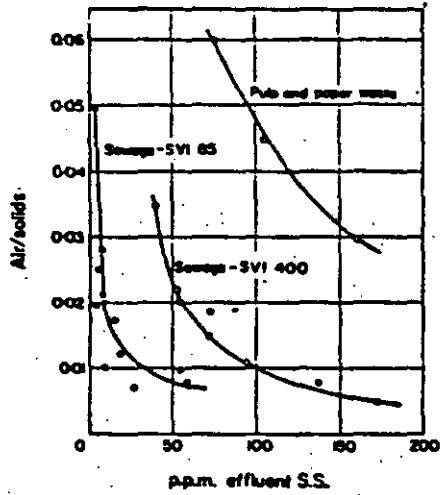


Fig. 7. Air-to-solids, r , vs. concentration of suspended solids in effluent, C_2 .
Reference: Eckenfelder and O'Connor

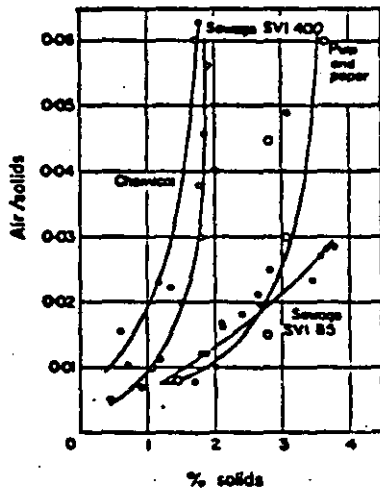
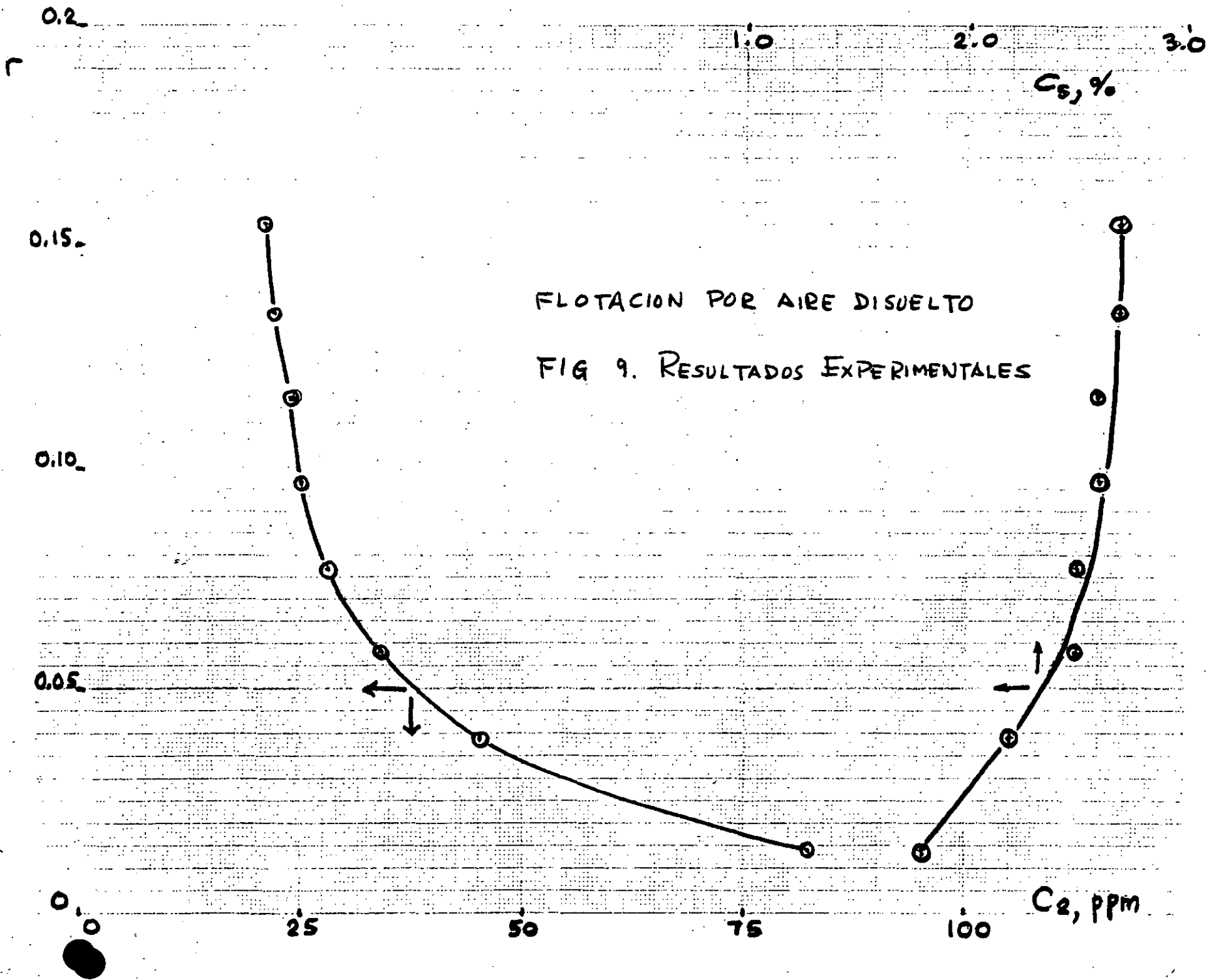
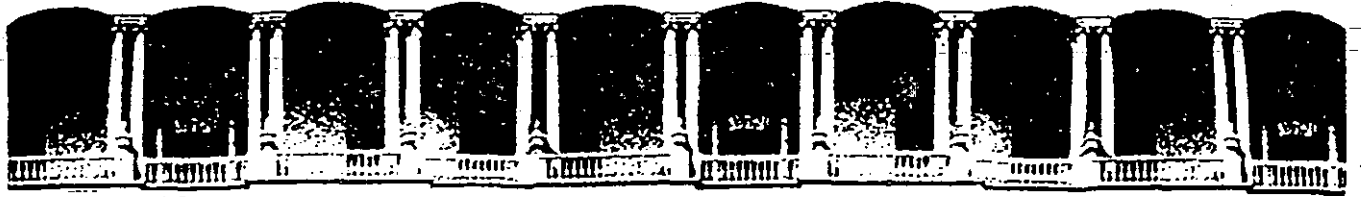


Fig. 8. Air-to-solids, r , vs. concentration of solids in scum, C_s .



2/



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS

COSTO DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

M. EN I. ARNULFO PAZ SANCHEZ

COSTO DEL TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES

Los costos varían ampliamente dependiendo de la naturaleza del residuo, el proceso, el clima, los criterios de diseño, las condiciones del sitio y los costos locales de mano de obra, materiales, terreno y energía.

Los costos de las plantas se establecen como costos de capital y costos anuales con los componentes que se indican abajo:

1.- Costos de capital

- a) Costos de construcción, incluyendo suministro y montaje de equipos
- b) Compra del terreno, derechos de vía, etc.
- c) Honorarios de Ingeniería de proyecto y supervisión
- d) Intereses del préstamo durante el período de construcción

2.- Costos anuales

Después del arranque de la planta, deben considerarse los siguientes costos anuales

- a) Intereses sobre el préstamo
- b) Amortización del préstamo
- c) Depreciación de la planta
- d) Seguros
- e) Operación y mantenimiento incluyendo reemplazos menores

COSTOS DE CONTRUCCION

$$C = a (X)^b$$

C = costo por persona o por unidad de gasto

X = población de diseño o gasto

a y b = constantes

a, es el costo cuando X es igual a la "unidad" de población, por ejemplo 1000 hab. o una "unidad" de gasto, mgd o 1000 m³/día

b, refleja la economía de escala variando de 0.3 a 0.6

0.3 para plantas de filtros rociadores y lodos activados y 0.5 a 0.6 para lagunas de estabilización.

Las gráficas anexas pueden ser útiles para preparar presupuestos preliminares de plantas de lodos activados, zanjas de oxidación y carrousel, lagunas de estabilización y lagunas aeradas facultativas.

DETERMINACION DE COSTOS ANUALES

a) Intereses

Las tasas de interés pueden variar substancialmente dependiendo de la agencia que concede el préstamo.

b) Amortización

El monto anual puede calcularse por

$$A = \frac{Pi (1 + i)^n}{(1 + i)^n - 1}$$

A = pago anual o anualidad

P = valor presente del préstamo

i = tasa de interés anual

n = período de amortización

c) Depreciación

Vida estimada y depreciación anual

C O N C E P T O	Vida estimada años	Depreciación anual como % del capital
1.- Planta de Tratamiento promedio	20	5
2.- Estaciones de bombeo (maquinaria)	10	10
3.- Estructuras mayores	50	2
4.- Todo el equipo y tube rías	10	10
Edificios	33	3
Edificios con estruc tura metálica	20 - 25	4 - 5

El monto anual de depreciación puede calcularse por

$$A = \frac{Fi}{(1 + i)^n - 1}$$

A = monto anual requerido para producir a n años y
tasa de interés i, un monto F

d) Costos OMR

Estos costos incluyen:

Personal

Productos químicos

Electricidad y combustibles

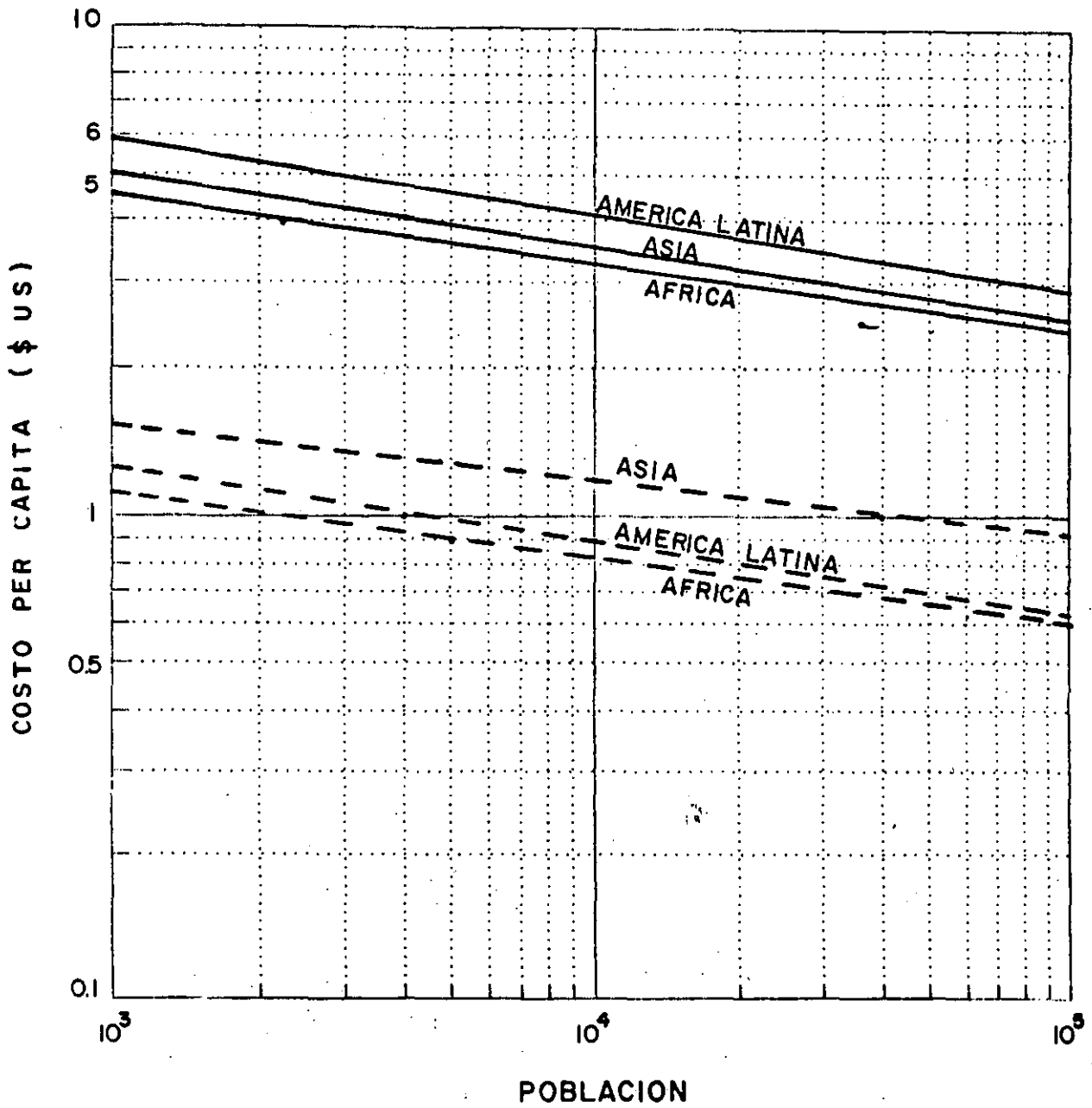
Transporte, renta y otros costos directos

Mantenimiento y reparaciones

Reemplazos menores

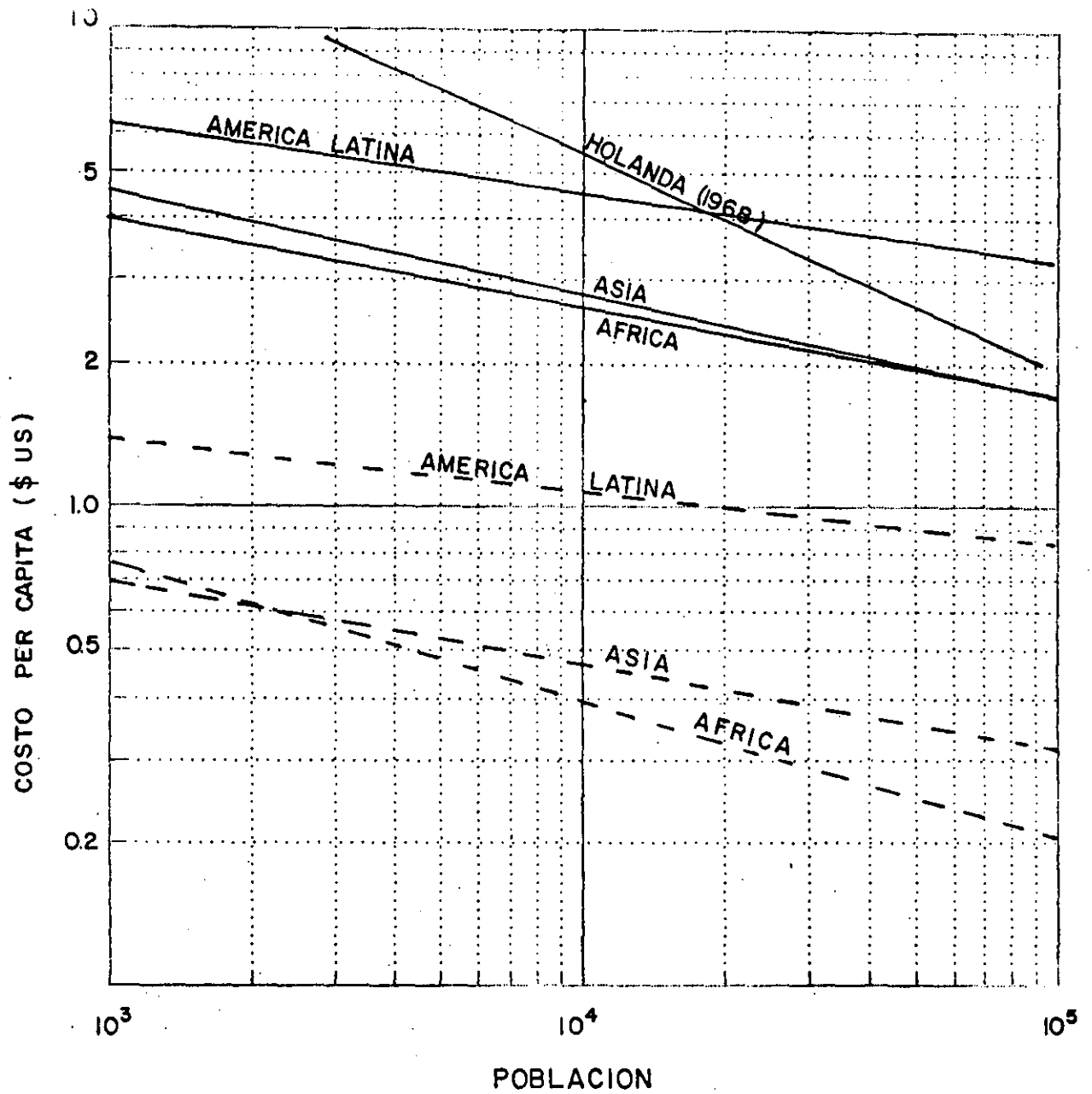
Estimacion de costos para Mantenimiento y reparaciones.

C O N C E P T O	Porcentaje del costo de capital
Edificios	2 - 5
Equipamiento y maquinaria	2 - 10
Instrumentación	25



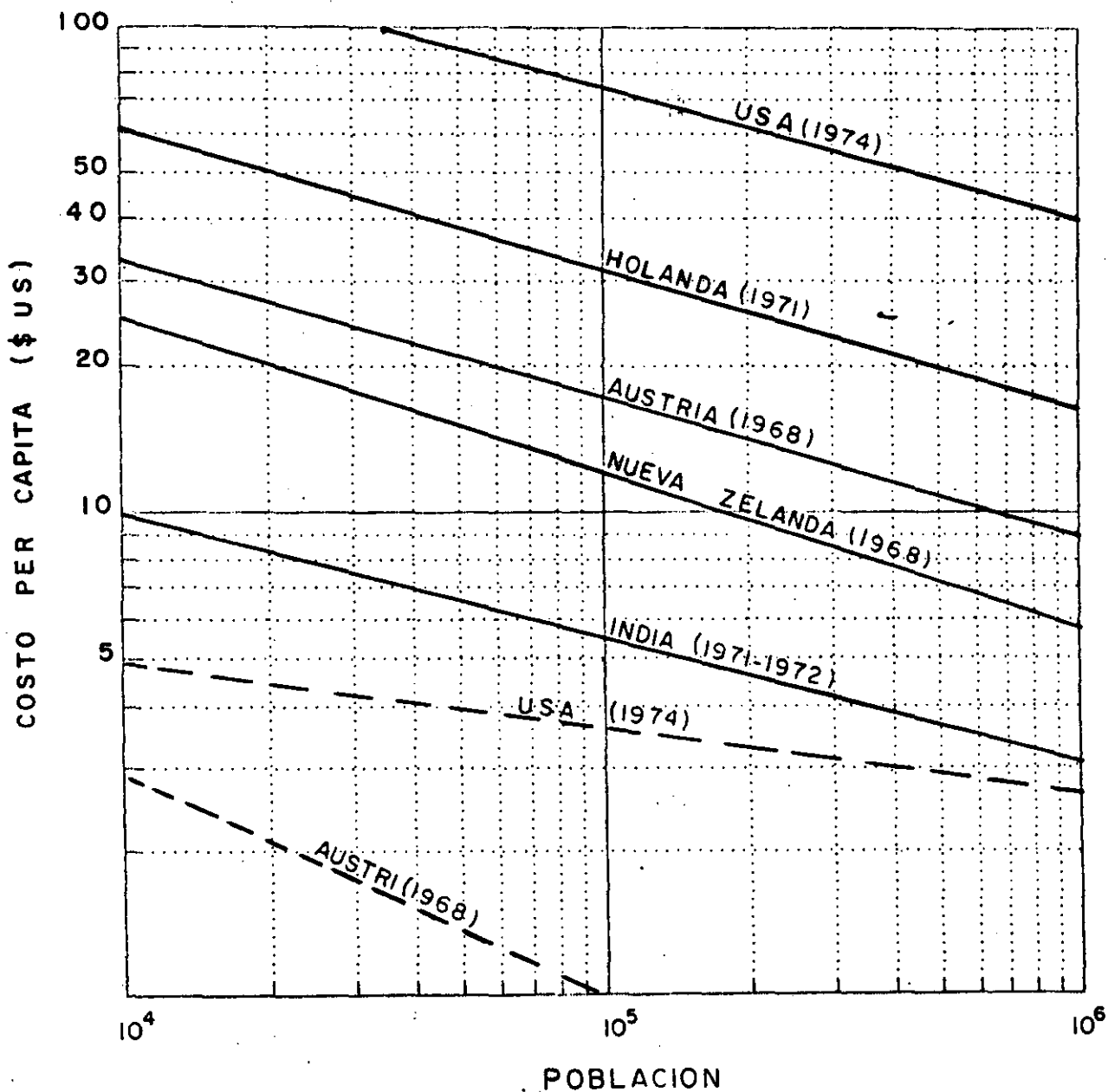
COSTOS DE CONSTRUCCION Y OM PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACION

_____ CONSTRUCCION
 - - - - - OPERACION Y MANTENIMIENTO



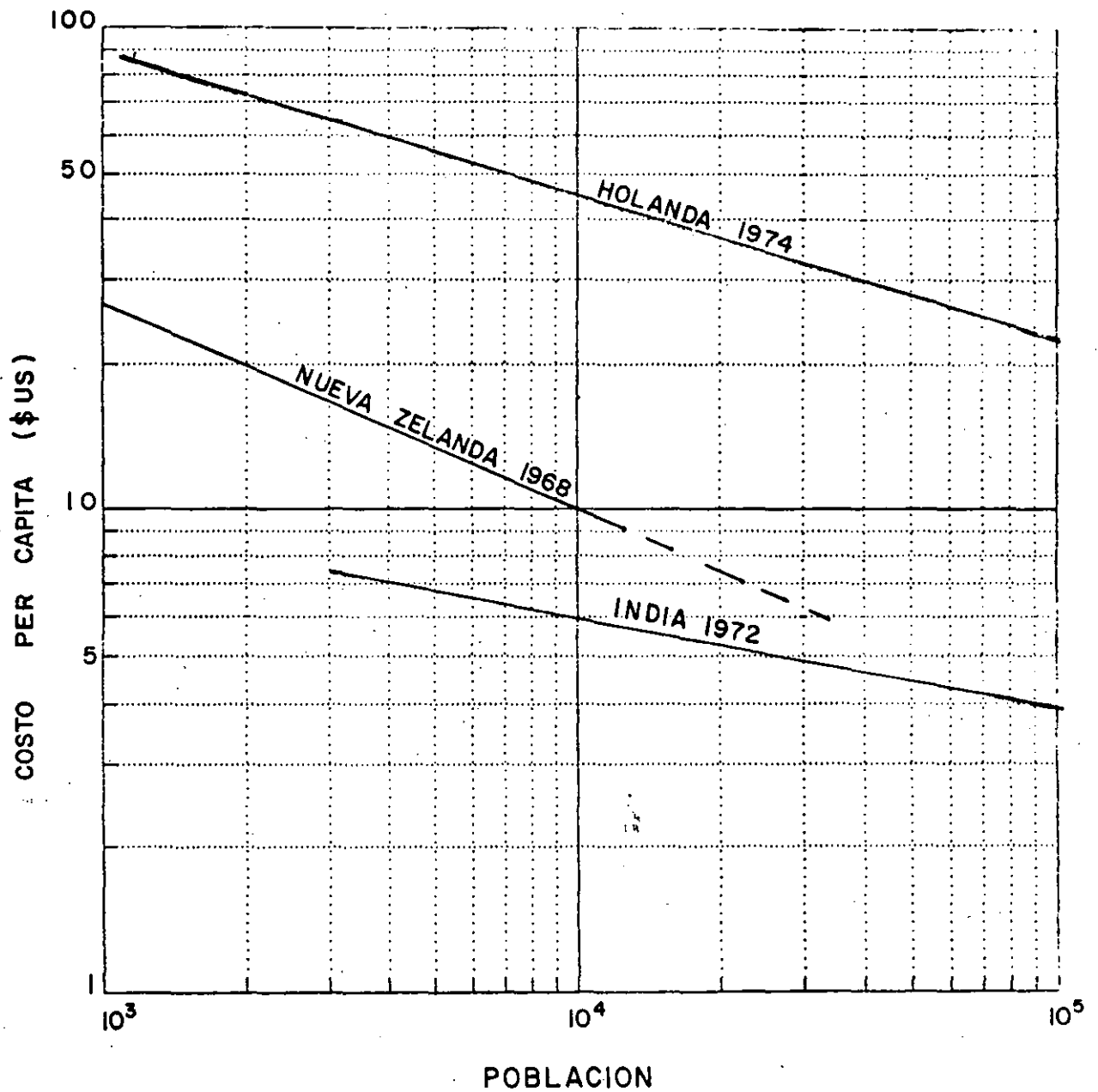
COSTOS DE CONSTRUCCION Y OM PARA LAGUNAS FACULTATIVAS AERADAS

———— CONSTRUCCION
 - - - - - O M



COSTOS DE CONSTRUCCION Y OM PARA LODOS ACTIVADOS

———— CONSTRUCCION
 - - - - - OPERACION Y MANTENIMIENTO



COSTOS DE CONSTRUCCION PARA ZANJAS DE OXIDACION Y CARROUSEL

BIBLIOGRAFIA

I. LIBROS

1. Nemerow, N.L. "Liquid Waste of Industry. Theories, Practices and Treatment". Addison-Wesley Publishing Co., 1971.
2. Adams, C.E. y Eckenfelder, Jr. W.W. "Process Design Techniques for Industrial Waste Treatment", Enviro Press; Nashville, Tennessee; E.U.A.
3. Eckenfelder Jr, W.W. y Ford D.L. "Water Pollution Control" Pergamon Press; 1970.
4. Eckenfelder Jr., W.W. "Industrial Water Pollution Control" Second Edition McGraw-Hill Book Co., 1989. (TD897-W2-1989)
5. "Wastewater Engineering", Metcalf and Eddy, Inc. McGraw Hill Book Co., 1972.
6. U.S. Environmental Protection Agency (EPA). "Handbook for Monitoring Industrial Wastewater". 1973.
7. APHA, AWWA, WPCF: "Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater", 18ava. Edición 1992.
8. Ramalho, R.S., "Introduction to Wastewater Treatment Processes", Academic Press. 1977.

II. PUBLICACIONES PERIODICAS Y MEMORIAS DE CONGRESOS

1. Journal of the Water Pollution Control Federation (WPCF). (Publicación mensual). Desde 1990 (Vol. 61 No. 10) se dividió en dos publicaciones bimestrales:
 - A. Research Journal of the Water Pollution Control Federation
 - B. Water Environment Research.
2. American Chemical Society "Environmental Science and Technology" (Publicación mensual).
3. Proceedings of the Industrial Waste Conference Purdue University, West Lafayette, Indiana, E.U.A. (TP995.A1I52, 1946-1990).
4. GACETA ECOLOGICA. SEDESOL (SEDUE) México.
5. American Society of Civil Engineers. "Journal of the Environmental Engineering Division" (Publicación mensual).

Manual de Disposición de Aguas Residuales: Origen, Descarga, Tratamiento y --
Análisis de Aguas Residuales Tomos I y II. Ed. Orig. en Alemán Springes-Verlag,
Berlin-Heidelberg-New York, 1984. Edición en Español: Programa de Salud Ambien-
tal CEPIS/OPS/OMS. Lima, Perú 1991.

Water Environment Federation. "Design of Municipal Wastewater Treatment Plants --
Volume I: Chapters 1-12; Volume II: Chapters 13-20". WEF Manual of Practice No.8,
1992.

Metcalf and Eddy, Inc., "Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, Reuse." ---
2nd. Ed., McGraw-Hill, Inc., New York, N.Y. (1979).

Metcalf and Eddy, Inc., "Wastervater Engineering: Treatment, Disposal, Reuse." --
Treatment". Mc. Graw Hill, Inc., New York, N. Y. (1977).

Gurnham, C. Fred, "Industrial Wastewater Control." Academic Press Inc., New ---
York, N. Y. (1965)

Braille, Pedro Marcio. "Despejos Industriais" Edición patrocinada por la Federación-
de las Industrias del Estado de Guanabana, Brasil. Distribución Exclusiva -----
LIVRARIA FREITAS BASTOS, S.A., Rua 7 de Setembro 113-20000-ZC21, Rio de
Janeiro-GB Brasil, (1971).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

C U R S O S A B I E R T O S

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS

TRATAMIENTO AEROBIO Y ANAEROBIO DE LODOS

$C_{s,ak} = 9 \times 0,74 = 6,7$ (Puede obtenerse por la aplicación de la ley de HENRY).

$$N = N_0 \left[\frac{6,7 - 2}{9,17} \right] \quad \text{SIS} = 0,44 \text{ No}$$

Si la transferencia estandar N del aerador es $\frac{2 \text{ Kg}}{\text{hr}} \frac{\text{O}_2}{\text{HP}}$

$$N = 0,44 \times 2 = 0,88 \frac{\text{Kg}}{\text{hr}} \frac{\text{O}_2}{\text{HP}}$$

Por tanto la potencia total de los aeradores será:

$$\frac{124}{0,88} = 140 \text{ HP}$$

Seleccionándose en un reactor madrado, 3 equipos de 50 HP -
6 de 40 HP.

V.- TRATAMIENTO AEROBICO DE LODOS.

DISEÑO.

La digestión aeróbica es la estabilización bioquímica oxidativa de los lodos de las aguas negras, realizada en tanques abiertos o cerrados.

1.- ANTECEDENTES.

Los primeros estudios datan del principio de la década de los cuarentas, indicando que los resultados con digestión aeróbica eran similares a los obtenidos con digestión anaeróbica, en cuanto a reducción de S.V. a partir de entonces y sobre todo en la década de los sesenta, se ha incrementado notablemente el número de instalaciones de este tipo. Es interesante señalar que las bases para un diseño racional apenas han sido divulgadas recientemente.

2.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

VENTAJAS:

- a). - Se produce un lodo biológicamente estable.
- b). - Este lodo no tiene olor, pudiendo disponerse fácilmente en el terreno.

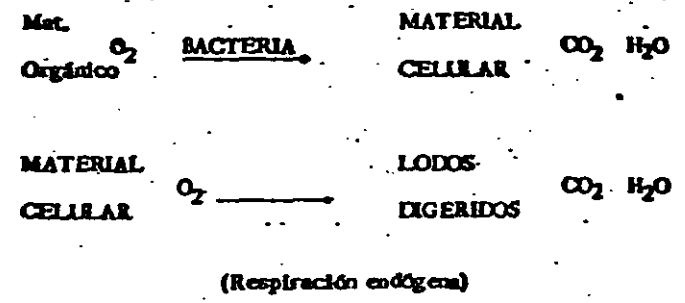
- c. - Debido a su simple construcción, los costos de construcción son menores que los de digestión anaerobia.
- d. - Los lodos tienen facilidad para secarlos.
- e. - Se obtiene practicamente el mismo % de reducción de S.V. que en la digestión anaerobia.
- f. - El licor sobrenadante tiene mas bajo contenido de D.R.O. que el de la digestión anaerobica. Comunmente su valor es menor de 100 mg/l. (base soluble).
- g. - Hay menos problemas de operación con digestión aerobica que con anaerobica debido a que el sistema es mas estable y tiene un mínimo de equipo. Por tanto se requieren mas bajos costos y mano de obra menos calificada.
- h. - Los lodos digerido aerobicamente tienen mayor poder fertilizante que los anaerobicos.

DESVENTAJAS:

- a). - Mayor consumo de energia. Se vuelve más importante en plantas grandes.
- b). - La eficiencia de reducción de sólidos varía con fluctuaciones de temperatura.
- c). - El espesamiento de los lodos digeridos producen un sobrenadante alto en concentración de sólidos.

d. - Algunos lodos aparentemente no se secan facilmente por filtros de vacio.

3 - MICROBIOLOGIA.



4. - VARIANTES DEL PROCESO.

a). - OPERACION SEMI-INTERMITENTE.

Apropiado para utilizarse en plantas pequeñas y medianas. Se requieren dos unidades. Se inicia el llenado en una unidad con el equipo de aeración funcionando continuamente hasta que se llena. Se continúa por dos o tres semanas hasta asegurar que el lodo se ha estabilizado totalmente; mientras se inicia el llenado de la otra unidad. Al final del periodo indicado se suspende la aeración y se deja sedimentar. El líquido sobrenadante clarifi-

02

-cado se regresa al proceso y los lodos se remueven con una concentración del 2 al 4%, dejando una pequeña cantidad como siembra microbiana para el ciclo siguiente.

Algunos diseños incluyendo zonas de quietamiento dentro de los digestores para hacer más continua la operación. Los resultados indican que esta medida no es efectiva.

b). - OPERACION CONTINUA.

Un diseño de digestión aeróbica continua es similar al de lodos activados.

El aerador opera a nivel fijo; enviándose el lodo excedente al separador.

c). - OPERACION AUTO TERMICA.

En este proceso, el lodo de los clarificadores se espesa para alimentarlos al digestor a una concentración mayor del 4%. El calor liberado en la degradación biológica de los sólidos orgánicos es suficiente para elevar la temperatura en el digestor a

mas o menos 60 °C. Con esto se obtienen algunas ventajas como una alta tasa de destrucción de sólidos orgánicos, requiriéndose menor volumen, producción de un lodo pasteurizado, destrucción de todas las semillas, 30 a 40% menos de oxígeno que en los otros procesos y una mejor separación del sobrenadante. Como desventajas se citan la incorporación de un espesador, requisitos mayores de mezclado, aeración extremadamente eficiente y el aislamiento térmico de los tanques.

5. - DISEÑO.

a). - Temperatura.

Para mejorar la eficiencia del tratamiento se buscará que el diseño contemple un mínimo de cambios de temperatura, construyendo los tanques de concreto, preferentemente enterrados y usando aeración sub-superficial.

b). - Reducción de Sólidos.

El mayor objetivo de la digestión aerobia es reducir la masa de sólido para su disposición.

El cambio de sólidos volátiles biodegradables puede representarse

$$\frac{dM}{dt} = -K_d M$$

k_d = Constante de reacción (tiempo⁻¹).

M = Concentración de sólidos volátiles biodegradables que permanecen el tiempo t en el digestor.

t = Es la edad del lodo o tiempo de residencia de los sólidos.

c). - Requisitos de oxígeno.

Sistemas mesofílicos : 2 kg. de oxígeno para oxidar 1 kg. de masa celular.

Sistemas auto-térmicos, con temperatura mayor de 45° : 1.45.

d). - Mezcla.

Se requiere mezcla en un digestor aeróbico para mantener los sólidos en suspensión e inducir el movimiento del líquido desoxigenado hacia el aerador.

Este aspecto se puede estimar de las gráficas anexas, emplear de 13 a 106 kw/1000 m³.

e). - Reducción de pH.

La reducción de pH y alcalinidad es causada por la formación de ácidos que ocurre durante la nitrificación. Aunque en un tiempo se consideró esto inhibidor del proceso, los resultados indican.

que el sistema se aclimatará y trabajará bien a pH bajos.

f). - Secado de lodos.

El secado mecánico de lodos digeridos aeróbicamente es muy difícil; recomendando el uso de sistemas de secado al aire.

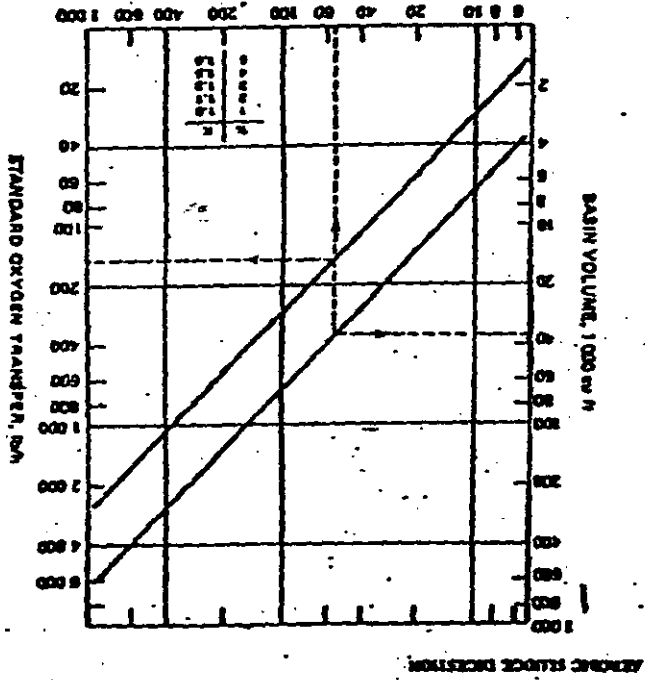
6. - FUNCIONAMIENTO.

a). - Reducción total de sólidos volátiles para lodos de aguas negras municipales se obtienen reducciones del 40 al 50 %.

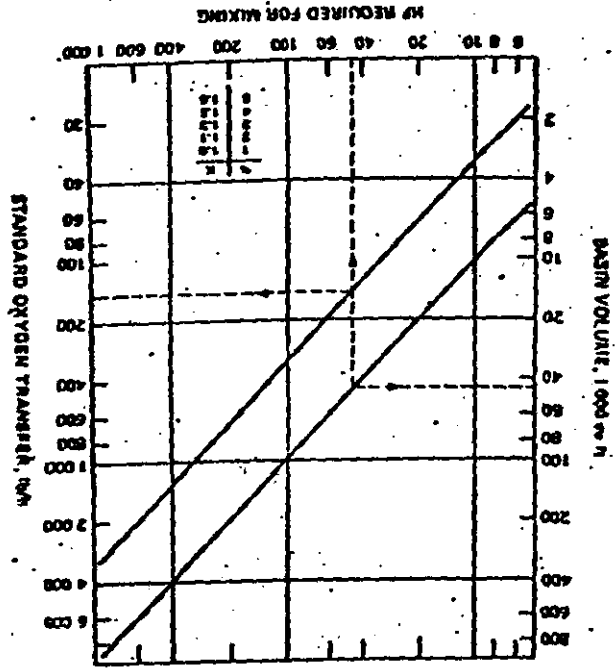
b). - Calidad del sobrenadante.

El sobrenadante, que se regresa al proceso tiene aproximadamente las siguientes características.

pH	5.7 - 8.0 (6.8)
Turbiedad (UTU)	120
NO ₃ (N) mg/lit	30 - 40
DBO ₅ mg/lit	5 - 350 (5-50)
Sólidos Suspendidos	9 - 800 (6-300)



40



05

CALCULO DE UN DIGESTOR AEROBIO.

1.- TIPO DE OPERACION

En virtud de que en el diseño de la digestión aerobia influye el tipo de operación, se ha seleccionado entre los tres posibles, el de operación convencional CONTINUA, por el tamaño de la instalación y la facilidad de realizarla.

Este tipo de operación es similar a un proceso de lodos activados. Los lodos primarios se conducen directamente de los clarificadores a los digestores aerobios, que operan a nivel fijo, recolectándose por derrame del lodo digerido, que se conduce a unos tanques

SEPARADORES.

Los lodos concentrados y estabilizados se recirculan a los digestores o se remueven del proceso para su secado o disposición final.

2.- DESCRIPCION DE LAS UNIDADES Y EQUIPOS

Se aprovecharán los mismos tanques construidos para la digestión anaerobia, cuyo número es 4.

Son de sección circular de 30 m de diámetro y tienen su sección vertical cilíndrica en la parte superior y otra tronco-cónica en la inferior.

En cada digestor se instalará un aerador de alta velocidad montado sobre flotadores, tanto para el suministro de oxígeno, como para mantener en suspensión los sólidos.

Cada dos digestores se alimentarán por un sedimentador primario y tendrán un tanque separador y una sala de control de la digestión. Los lodos escurrirán de las primarios a los digestores por gravedad.

La recolección de lodos de los digestores se hará por medio de una canaleta perimetral que terminará en una caja, de donde por medio de tuberías se conducirá a los tanques separadores por gravedad.

Los tanques separadores, de 7 m de diámetro y sección circular, con un cuerpo cilíndrico superior y otro tronco-cónico inferior, se colocarán en medio de cada dos digestores.

Los separadores tendrán una canaleta perimetral para coleccionar el licor sobrenadante que se enviará a la sala de control, en donde por medio de bombeo se regresará a la caja de distribución del influente.

Del fondo de los separadores se extraerá el lodo concentrado, conduciéndose a la sala de control, de donde se podrá recircular a los digestores o extraerse del proceso para su secado en las

centrifugas o disposición final por medio de pipas.
Para el bombeo del licor sobrenadante se instalarán dos bombas en cada sala de control y para la recirculación o extracción de los lodos concentrados se contará con dos equipos de bombeo en cada sala.

Queda como opcional la instalación de equipos de medición del gasto en las tuberías de alimentación a cada digestor, colocándose después de las válvulas en la sala de control.

3.- CONSIDERACIONES PARA EL CALCULO DE LA DIGESTION AEROBIA

El cálculo se basa en las siguientes consideraciones:

a) Producción de lodos:

Primarios: 140 Kg/1000 m³

Exceso de lodos activados: $\frac{85}{225 \text{ Kg/1000 m}^3}$

Por tanto para: 86 400 m³/día

Producción diaria: 225 x 86.4 = 19 440 Kg

b) Sólidos volátiles:

65% de los lodos primarios

75% de los lodos activados

Por tanto:

140 x .65 x 86.4 = 7 862.4

85 x .72 x 86.4 = 5 237.6

Total de sólidos volátiles: 13 150.0 Kg/día

20

c) Reducción de Sólidos volátiles:

En la digestión el valor común es 40%

13 150 x 0.4 = 5 260 Kg/día

4.- CALCULO DEL VOLUMEN DE LOS DIGESTORES.

De acuerdo con METCALF AND EDDY, el volumen se calculará sobre un tiempo de retención de 15 a 20 días para digestores que tratan lodos primarios mas el exceso de lodos activados.

Considerando una concentración del 4 % en los lodos extraídos los sedimentadores primarios:

Volumen de lodos: $\frac{19 440 \text{ Kg}}{40 \text{ Kg/m}^3} = 486 \text{ m}^3/\text{día}$

Por tanto, para 15 días de retención:

486 x 15 = 7 290 m³

El volumen disponible en los cuatro digestores, considerando un libre de 0.90 es de:

$\frac{7 290.8}{0.90} = 8 100.8 \text{ m}^3$

Con lo cual se tendrán:

$\frac{8 100.8}{485} = 16.3 \text{ días}$

5.- REQUISITOS DE OXIGENO :

El valor utilizado para calcular los requisitos de oxígeno es de 2 por Kg. de sólidos volátiles destruidos.

Kg. de O₂/dia = 5 260 x 2 = 10 520

Kg. de O₂/hora/digestor = 109.58

6.- CORRECCION PARA AJUSTAR LA TRANSFERENCIA A CONDICIONES DE CAMPO.

Aplicando:

N = No * (C - CL) / 9.17 * 1.024 * T-20

- N Kg de O2/HP transferido en condiciones de campo
No Kg de O2/HP transferido en el agua a 20°C y cero oxigeno disuelto
Factor de corrección salinidad
Tensión superficial (0.95 a 1.0)
C Concentración de saturación para las condiciones de campo, mg/l
CL Concentración de oxigeno disuelto en los digestores. (mg/l)
T Temperatura °C
Factor de corrección de transferencia de oxigeno para el lodo, aproximadamente igual a 0.85

No = 109.58 * [(9.17 / (7.2 - 0.5)) * (1.024 / 0.85)]

= 109.58 x 1.69 = 185 Kg O2/hr.

Para T = 18°C, C para las condiciones del Lago igual a 7.2 y CL = 0.5

CL = 0.5

para el suministro del oxigeno se necesitará un aerador superficial con potencia entre 125 y 150 HP, con las siguientes transferencias:

185.01 / 125 = 1.48 Kg de O2/hr x HP

185.01 / 150 = 1.23 Kg de O2/hr x HP

7.- REVISION DE LAS CONDICIONES DE MEZCLA.

- a) Utilizando aeradores de alta velocidad:
Con 125 Hp, se puede mantener una mezcla completa en un digestor de 1 850 m³ con un contenido de sólidos del 3%.
Con 150 HP, el volumen del digestor que puede mantenerse completamente mezclado es de 2 177 m³
b) Utilizando aeradores de baja velocidad:
Con 125 HP, el volumen del digestor es de 2 830 m³
Con 150 HP, el volumen del digestor resulta de 3 483 m³

8.- CALCULO DEL SEPARADOR DE LODOS.

El diseño de un separador de lodos en digestión aerobia se basa en una carga superficial menor de 8.16 m³/m² x día (200 gal/día x pie²).

88

para un gasto de 243 m³/día, se requiere un tanque de 7 m. - -
 de diámetro con una carga superficial de 6.32 m³/m² x día.
 El fondo del tanque será atizado, proporcionándose un ángulo de -
 30°.

9.- RECIRCULACION DE LODOS Y DISPOSICION DEL SOBRENADANTE

Por balance de masas en el separador se obtiene:

$$(R + Q_1) X = (R + Q_w) X_u + Q_d X_e$$

Siendo:

- R, Volumen de recirculación m³/día
- Q₁, Volumen de lodos entrantes m³/día
- X, Sólidos suspendidos en el digestor mg/lt
- Q_w, Lodo digerido a secado o disposición final m³/día
- X_u, Concentración del lodo extraído del separador mg/lt
- Q_d, Volumen del licor sobrenadante m³/día
- X_e, Sólidos suspendidos en el licor sobrenadante.

Desarrollando:

$$RX + Q_1X = RX_u + Q_wX_u + Q_dX_e$$

Pero $Q_wX_u + Q_dX_e = \frac{XV}{E.L}$

60

Siendo:

V = Volumen de digestión y

E.L = Edad del lodo.

Para 40% de reducción de sólidos suspendidos, se requieren -
 475 días - grados.

Si consideramos una temperatura mínima del lodo de 15° C

$$E.L = \frac{475}{15} = 31.7 \text{ días}$$

Despejando a X_u, para una R de 518.4 m³/día (6 lt/seg)

$$X_u = \frac{X(Q_1 + R - \frac{V}{E.L})}{R}$$

Si X = 40 000 mg/lt (4%)

$$X_u = \frac{40\,000 (243 + 518.4 - \frac{3\,955}{31.7})}{518.4} = 49\,120 \text{ mg/lt}$$

Con este valor obtenemos el volumen de lodos a secarse o disponerse
 y el volumen del licor sobrenadante.

Llamando f a la fracción del influente del digestor retenida y 1-f a la
 fracción que sale como sobrenadante:

$$f = \frac{X_1}{X_u} \times \text{fracción de sólidos no destruida}$$

X₁, concentración de S.S en los lodos entrantes.

$$\text{Fracción de sólidos no destruidas} = \frac{19\,440 - 5\,260}{19\,440} = 0.73$$

Por tanto si $X_1 = 40\,000$

$$f = \frac{40\,000}{49\,120} \times 0.73 = 0.59$$

Luego de los $243\text{ m}^3/\text{día}$, se extraerán $144.3\text{ m}^3/\text{día}$, y se obtendrá un volumen de licor sobrenadante de $100\text{ m}^3/\text{día}$ en cada sección de $0.5\text{ m}^3/\text{seg}$.

Con los valores obtenidos se puede hacer el ajuste de la recirculación, obteniéndose un valor de $f = 0.55$ y $1-f = 0.45$

Por tanto la capacidad de las bombas del licor sobrenadante (5 lt/seg) se eligió para tener flexibilidad de operación intermitente, bombeando solo durante un turno.

10.- TUBERIAS.

En la elección del diámetro de las tuberías de conducción de las diferentes etapas de proceso, rige la recomendación de diámetro mínimo.

VL - AEROBIC DIGESTION (E. P. A)

DIGESTION ANAEROBIA

11

3. CONCEPTOS GENERALES

Los tratamientos anaerobios de residuos orgánicos, en todas sus variantes, se encuentran entre los principales sistemas de tratamiento biológico en cuanto a su aplicación actual y potencial. Su utilidad en la destrucción de sólidos orgánicos (digestión), ha sido probada desde hace varios años tanto a mediana y gran escala en las plantas de tratamiento municipales, como a pequeña escala en los digestores rurales. En la actualidad, el tratamiento anaerobio de residuos líquidos industriales es reconocido como la variante más promisoría para tratar este tipo de desechos.

A pesar de su uso generalizado, la eficiencia del sistema es comúnmente baja si se compara con la óptima, debido principalmente a que el diseño y la operación del proceso se ha hecho sobre bases puramente empíricas; sin embargo, y en parte motivado por

La potencialidad del proceso anaerobio, gran cantidad de investigadores han trabajado y trabajan para conocer más profundamente los fundamentos teóricos necesarios con el fin de establecer bases firmes en el diseño, operación y análisis de los sistemas de tratamiento anaerobio.

En este capítulo se presentan los principales aspectos del metabolismo anaerobio así como sus requerimientos ambientales y operacionales más importantes. Posteriormente se describen las diversas variantes de este tipo de tratamiento, profundizando en los digestores rurales, tema de este trabajo.

3.1 Metabolismo anaerobio

La cinética del tratamiento anaerobio puede ser descrita en tres pasos: a) hidrólisis de compuestos de alto peso molecular, b) formación de ácidos volátiles y c) producción de metano. En el primer paso se lleva a cabo una hidrólisis enzimática de las sustancias orgánicas complejas, dando por resultado compuestos orgánicos solubles más simples. El segundo paso consiste en la conversión bacteriana de estos compuestos a sustancias orgánicas de bajo peso molecular, principalmente ácidos grasos volátiles. En el tercero y último paso los productos anteriores son fermentados, por bacterias estrictamente anaerobias, a metano y dióxido de carbono principalmente, los cuales constituyen los productos finales del proceso. Algunos investigadores consideran que los dos primeros pasos se llevan

a cabo simultáneamente, por lo que los agrupan en uno solo. Sin embargo, la hidrólisis de los polímeros insolubles se ha establecido como la etapa limitante en el proceso de digestión anaerobia de los lodos (ref 3.1). Esta observación, puede ser generalizada para todo proceso de digestión anaerobia de sólidos.

Ya sea que se describa en dos o tres pasos, la conversión anaerobia de materia orgánica a metano y dióxido de carbono es realizada por dos grupos de microorganismos: Las bacterias "formadoras de ácido" y las bacterias metanogénicas. Las primeras son microorganismos facultativos y anaerobios encargados de hidrolizar y fermentar los compuestos orgánicos complejos, tales como grasas, proteínas y polisacáridos, en compuestos orgánicos simples y solubles, principalmente ácidos volátiles como acético y proiónico. En esta primera etapa o etapa de fermentación ácida, la materia orgánica es convertida simplemente en ácidos volátiles, alcoholes y nuevas células, de manera que la estabilización aún no se ha efectuado; aún así debe tomarse en cuenta que la actividad de estas bacterias en la transformación de los compuestos y sus procesos de síntesis requieren de energía que se obtiene de la estabilización parcial del sustrato.

El segundo grupo de bacterias, llamadas metanogénicas, metabolizan, bajo condiciones estrictamente anaerobias, los productos finales de la primera etapa en gases, principalmente metano y dióxido de carbono. Es en esta segunda etapa donde se logra la verdadera estabilización.

La cinética descrita rige una serie de mecanismos, ciclos y transformaciones que conforman el proceso de digestión anaerobia. Por medio de este conjunto de reacciones bioquímicas en extremo complejas e interrelacionadas, los microorganismos involucrados metabolizan la materia orgánica para producir los productos gaseosos finales ya mencionados. Una descripción detallada del metabolismo bacteriano propio de este sistema caería fuera de los objetivos del presente trabajo; sin embargo es conveniente conocer los principios básicos de las reacciones metabólicas para una mejor comprensión del proceso anaerobio.

Las bacterias presentes en la digestión anaerobia son microorganismos heterótrofos, es decir que obtienen el carbono y la energía de compuestos orgánicos, y en su mayor parte anaerobios pues oxidan la materia orgánica en ausencia de oxígeno disuelto. Igualmente se encuentran bacterias facultativas dentro del grupo de bacterias formadoras de ácido; este tipo de microorganismos utiliza el oxígeno disuelto, cuando existe, pero puede continuar sus funciones en su ausencia. Además de la materia orgánica, los microorganismos necesitan para su supervivencia y correcto funcionamiento elementos inorgánicos como nitrógeno y fósforo en cantidades relativamente pequeñas y azufre, potasio, calcio y magnesio a nivel de trazas. Estos elementos inorgánicos vitales para la célula se conocen comúnmente como nutrientes.

Todas las funciones efectuadas por una célula microbiana dependen de la utilización del sustrato; las reacciones químicas necesarias para ello están controladas por las enzimas, proteínas producidas por la célula viva que actúan como catalizadores para acelerar reacciones específicas.

Las enzimas se caracterizan por su eficiencia en convertir un sustrato en productos finales, al igual que por ser altamente específicas, ya que un tipo de enzima actuará solo sobre cierto tipo de sustrato. Una reacción enzimática puede representarse de la manera siguiente:



La enzima (E) forma con el sustrato (S), un complejo enzima-sustrato (ES) durante sólo algunas centésimas de segundo, dando por resultado un nuevo compuesto (P) y la enzima regenerada (E). El producto (P) así formado puede a su vez ser atacado por otra enzima formando una secuencia hasta llegar al producto final.

Las enzimas microbianas catalizan tres tipos de reacciones: hidrolíticas, oxidativas y sintéticas. Las enzimas hidrolíticas son utilizadas por la célula para hidrolizar compuestos orgánicos complejos e insolubles y de esta forma simplificarlos y solubilizarlos para que puedan pasar a través de la membrana celular. Este tipo de enzimas son secretadas por la célula hacia

14

el medio, por lo que se les conoce como enzimas extracelulares. La reacción de hidrólisis comprende la incorporación de agua al compuesto y la ruptura del mismo en sustancias más simples y solubles.

Las reacciones oxidativas son las productoras directas de la energía necesaria para el mantenimiento y el crecimiento de los microorganismos. Estas reacciones son canalizadas por enzimas intracelulares e involucran oxidaciones y reducciones de compuestos. La enzima conocida como deshidrogenasa oxida un compuesto al removerle hidrógeno y en secuencia con otras enzimas lo transporta hasta el aceptor final el cual es así reducido. Este aceptor final estará determinado por el medio y por la naturaleza de las células que llevan a cabo la reacción. En condiciones aerobias, el aceptor es el oxígeno dando lugar a la formación de agua. Bajo condiciones anaerobias, un compuesto oxidado acepta el hidrógeno y se reduce.

De la energía liberada por esta reacción de oxidación, una parte es consumida al momento de efectuarse la reducción, obteniéndose así cierta energía neta, la cual es utilizada por la célula en la reacción sintética. Esta reacción es catalizada por un vasto número de enzimas intracelulares ya que el protoplasma está constituido por una gran diversidad de compuestos. El fin de esta reacción es sintetizar nuevo material celular el que a su vez formará nuevas células y regenerará el protoplasma consu-

mido por la célula mediante la respiración endógena al efectuar sus funciones vitales.

La importancia de las enzimas en el metabolismo celular es, como se hace notar arriba, de un grado máximo; cualquier reacción enzimática que no funcione correctamente acarreará el desequilibrio de la célula y por lo tanto del sistema biológico. La actividad de las enzimas es afectada por las condiciones ambientales, tales como pH, temperatura y la concentración de ciertos iones.

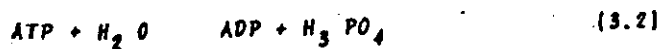
La reacción oxidativa, como se ha visto, es una reacción enzimática de degradación que produce energía o exotérmica; el conjunto de estas reacciones se conoce como catabolismo.

La reacción sintética es a su vez una reacción enzimática de reducción que consume energía o endotérmica, cuyo conjunto es conocido como anabolismo.

Estos dos conjuntos de reacciones - catabolismo y anabolismo - forman lo que se ha definido como metabolismo, es decir, una serie de reacciones bioquímicas realizadas por los organismos vivos con el fin de obtener la energía necesaria para la síntesis, la movilidad y la respiración, funciones indispensables para su supervivencia y reproducción.

La energía obtenida en el catabolismo del sustrato es almacenada por la célula en las ligaduras de los fosfatos presentes en el adenosintrifosfato (ATP). Esta energía liberada, al realizarse el cambio exotérmico del ATP a adenosindifosfato (ADP) de menor nivel energético, es utilizada en el anabolismo para la síntesis de los compuestos químicos complejos que forman el protoplasma celular. Esta molécula de ADP puede entonces capturar energía del catabolismo y volver a su forma energizada, el ATP. Como se puede observar, el sistema ATP-ADP es la unión energética entre el catabolismo y el anabolismo.

A manera de ilustración, se toma la reacción de hidrólisis del ATP:



Suponiendo una concentración de 1.0 M, un pH de 7.0 y una temperatura de 30°C, el cambio en la energía libre ΔG de la reacción es -8400 cal/mol. El signo negativo en ΔG indica que la reacción es espontánea y exotérmica; el caso contrario indicaría que se requiere esa cantidad de energía para llevar a cabo la reacción de manera que sería una reacción endotérmica, y no espontánea.

La reacción exotérmica representada arriba indica que por cada mol de fosfato liberado, 8.4 kcal están disponibles para la

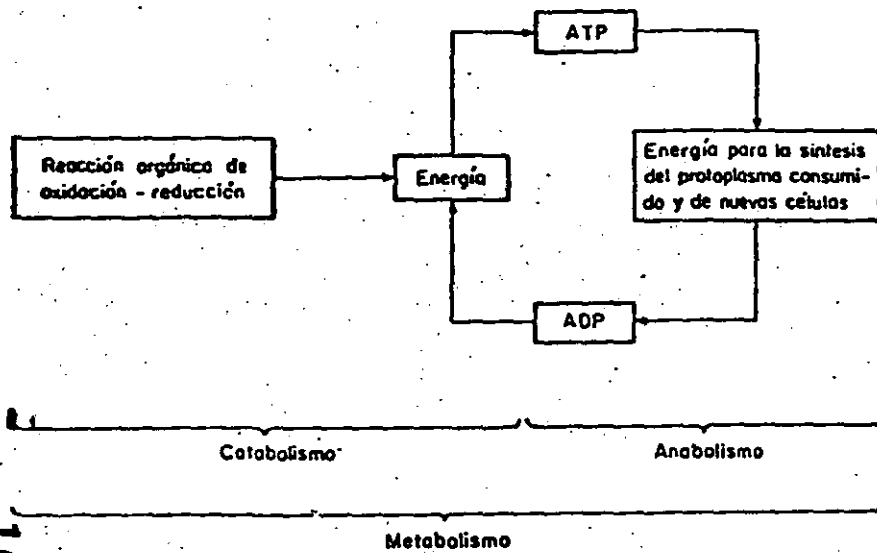
reacción sintética del anabolismo. La figura 3.1 muestra, en forma esquemática, las relaciones energéticas mencionadas para microorganismos heterótrofos.

Como se ha visto, los microorganismos heterótrofos obtienen su energía y carbono de compuestos orgánicos; esto significa que una porción del sustrato es oxidada con fines energéticos mientras que la restante es empleada como la fuente del carbono necesario en la síntesis, el que unido a una serie de otros nutrientes, formarán las nuevas células.

La reacción oxidativa de los microorganismos heterótrofos es realizada mediante una deshidrogenación - pérdida de átomos de hidrógeno - del compuesto. El átomo de hidrógeno contiene un electrón, lo que significa que el compuesto al perderlo ha sido oxidado produciéndose energía.

Los heterótrofos pueden recuperar esta energía en formas diferentes, dependiendo del tipo de microorganismos presentes: la primera es la fosforilación a nivel de sustrato y la segunda es la fosforilación oxidativa.

En fosforilación a nivel de sustrato una porción de la energía liberada durante la reacción de oxidación es usada en la reacción endotérmica de fosforilación del ADP al ATP, de tal forma que la energía se almacena en las ligaduras de los fosfatos.



16

Fig. 1 Representación esquemática del flujo energético en el metabolismo celular heterótrofo

Por otra parte, en la fosforilación oxidativa los electrones son liberados por un donador de electrones (DH_2), que en éste caso es la materia orgánica, y son conducidos a través de un sistema de transporte de electrones hasta llegar a un aceptor final de electrones (A). Este transporte de electrones se lleva a cabo de tal forma que la gran cantidad de energía producida por la oxidación de la materia orgánica DH_2 es liberada en pequeñas porciones, una a cada paso, que es empleada para llevar la reacción endotérmica del ADP al ATP. De este modo, la energía es igualmente almacenada en las ligaduras de los fosfatos.

En las dos formas de recuperación de energía arriba descritas, la coenzima llamada nicotinamida adenina dinucleótida (NAD como forma oxidada, $NADH + H$ como forma reducida) es una de las más importantes. Las coenzimas o cofactores pueden ser moléculas orgánicas complejas o simples, iones metálicos que funcionan generalmente como transportadores de electrones y de átomos o grupos funcionales específicos transferidos durante las reacciones enzimáticas. En este caso y dependiendo del tipo de microorganismos presentes, se pueden realizar diferentes reacciones para regenerar el $NAD + H$ empleando como aceptor de electrones el mismo sustrato o bien, mediante un transporte de electrones, un aceptor externo.

Existen tres caminos para que los microorganismos heterótrofos

1
Obtengan la energía liberada al oxidar la materia orgánica: la fermentación, la respiración aerobia y la respiración anaerobia. En este texto la primera y la última son de interés dadas las características del proceso anaerobio.

En el caso de la fermentación, una parte de la energía liberada durante la oxidación es retenida por el mecanismo de fosforilación a nivel de sustrato. Una característica única de la fermentación es que no es necesario un aceptor externo de electrones y por lo tanto no existe una cadena de transporte de electrones.

El ácido pirúvico (CH_3COCOOH), un compuesto clave dentro del metabolismo de hidratos de carbono, se obtiene por la fermentación de la glucosa. Si existe un aceptor de electrones externo, el ácido pirúvico puede ser convertido por la coenzima A (CoA) en acetil CoA, el cual entra al ciclo de Krebs. Sin embargo, cuando no existe un aceptor externo, el ácido pirúvico puede fermentarse de varias formas de manera de regenerar el NAD, siendo algunos de sus productos principales los ácidos acético, butírico y propiónico.

Con respecto a la respiración anaerobia, ésta se realiza cuando el aceptor de electrones externo no es el oxígeno, sino otro elemento o compuesto inorgánico. Los pasos metabólicos seguidos en la degradación de la materia orgánica son básicamente los mismos en la respiración aerobia y anaerobia con dos dife-

rencias fundamentales: el aceptor final de electrones no es el mismo y la cantidad de ATP producido en la fosforilación oxidativa es mayor en la respiración aerobia que en la anaerobia. Esto último se debe a que el número de moléculas de ATP formadas cuando los electrones pasan a través del sistema de transporte de electrones depende de la diferencia entre los potenciales redox del donador y del aceptor de electrones. El oxígeno generalmente tiene un potencial redox menor que los otros aceptores inorgánicos de electrones, de tal forma que más ATP será liberado en la respiración aerobia.

Lo anteriormente expuesto puede ser resumido en forma esquemática en la figura 3.2.

En esta figura, el sustrato DH_2 al ser oxidado reduce la coenzima NAD a la forma $\text{NADH} + \text{H}$. Si por las condiciones del medio no hay aceptor externo de electrones, el sustrato E será reducido por la coenzima a la forma EH_2 , llevándose a cabo la fermentación y liberando un ATP por cada par de electrones (átomos de hidrógeno) involucrado. Si no existe oxígeno disuelto, el aceptor inorgánico externo podrá ser un nitrato, un sulfato o el dióxido de carbono, en este orden de preferencia de acuerdo a la energía liberada en la reacción global. En esta parte de la cadena, la coenzima reducida $\text{NADH} + \text{H}$ se oxida a su forma original NAD mediante la reducción de la flavoproteína $\text{FP} - \text{H}_2$; posteriormente, si la cadena continúa, el hidrógeno queda en forma iónica (H^+) siendo transportado su elec-

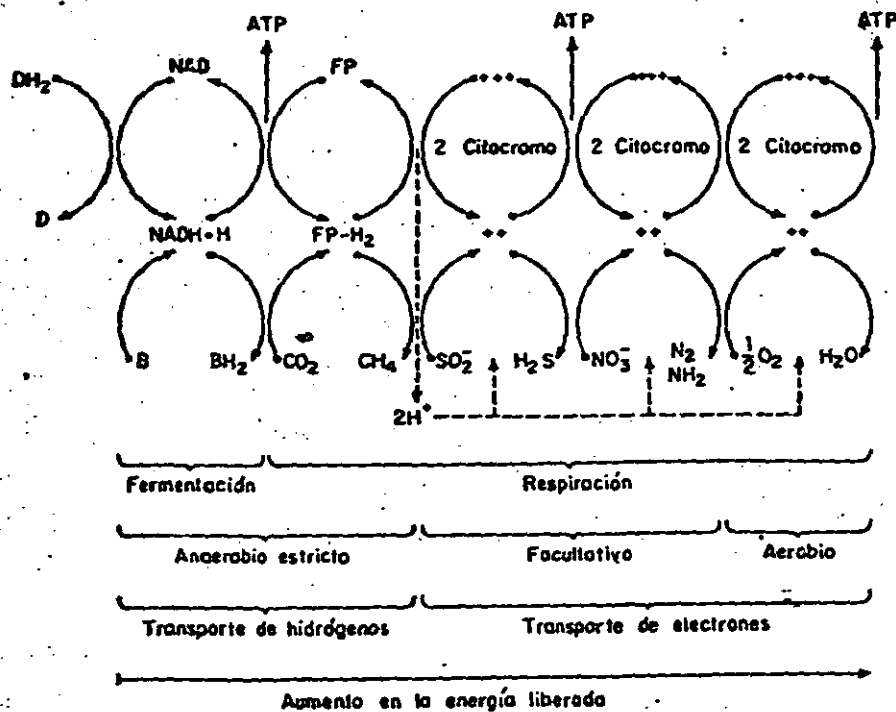
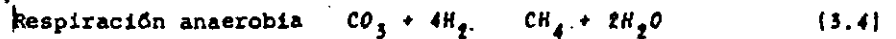
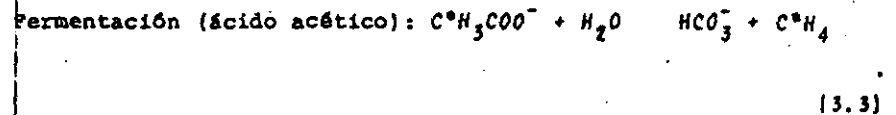


Fig. 3.2 Esquema general de la deshidrogenación del sustrato para la obtención de energía

ción por medio de enzimas citocromo. El hidrógeno iónico se combinará a su vez para formar el compuesto reducido, el cual dependerá del punto al que se haya llegado en la cadena. Finalmente si existe oxígeno disuelto como aceptor final, se llevará a cabo la respiración aerobia. El sistema enzimático citocromo forma propiamente el sistema de transporte de electrones, del que carece la fermentación.

Como se aprecia en la figura 3.2, las bacterias metanogénicas pueden producir metano siguiendo dos mecanismos y utilizando los diferentes tipos de sustrato. El primero es por medio de la fermentación de compuestos orgánicos simples, principalmente los ácidos volátiles de seis o menos carbonos en su molécula; el segundo es mediante la respiración anaerobia y la reducción del dióxido de carbono:



Se ha investigado (ref 3.2) que en la digestión anaerobia, la mayor parte del metano producido proviene de la fermentación del ácido acético, en primer lugar, y el propiónico en segundo lugar. En la figura 3.3 se puede apreciar las diversas fuentes de metano a partir de la materia orgánica cruda. Otros in

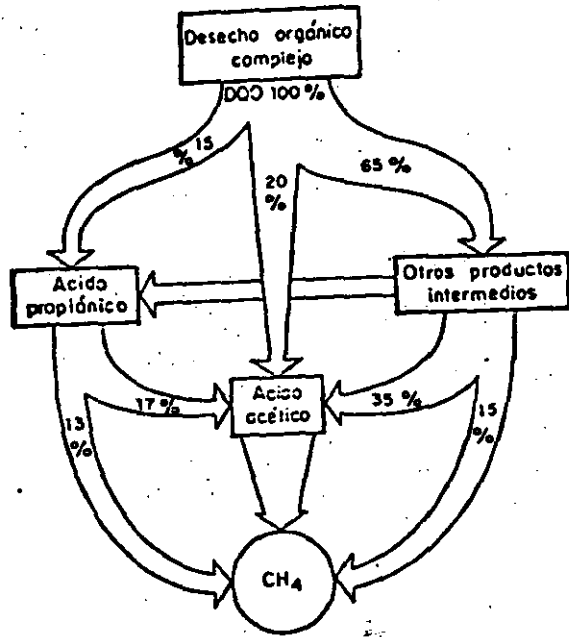


Fig. 3 Formación de metano a partir de un desecho orgánico

investigadores (ref 3.1) establecen que cerca del 70 por ciento del metano producido en el proceso es derivado del radical metilo del ácido acético, como se muestra en la reacción 3.3, mientras que el 30 por ciento restante proviene de la respiración anaerobia, siguiendo la reacción 3.4.

Las bacterias responsables de llevar a cabo la primera parte del proceso - la formación de ácidos volátiles - son relativamente resistentes a algunos cambios del medio y presentan una tasa de crecimiento mucho más alta que las bacterias metanogénicas. Estas últimas, por el contrario, son altamente sensibles a cambios ambientales y constituyen el paso limitante del proceso de digestión anaerobia.

En general y como se ha visto, en el proceso anaerobio la energía disponible para el crecimiento de los microorganismos es limitada por su baja eficiencia en cuanto a producción de ATP. Esto significa que el crecimiento celular será mucho menor en el sistema anaerobio que en el aerobio, lo que constituye una de las principales características del proceso.

En efecto, en el metabolismo anaerobio una parte relativamente pequeña de la energía presente en el sustrato se convierte en nuevas células, dando por resultado que los productos finales del proceso contengan una cantidad de la energía original; esto constituye una de las principales características de este

20

sistema biológico. En la figura 3.4 se representa lo anterior.

Se observa en la figura 3.4 que el proceso anaerobio produce una cantidad pequeña de crecimiento microbiano y un metabolismo incompleto del sustrato, lo que implica productos finales con alta energía, como en el caso del metano. A pesar de esto, el sustrato se considera estabilizado debido a que el metano es un gas poco soluble que se desprende durante el proceso.

3.2 Requerimientos ambientales y operacionales del proceso anaerobio

Las condiciones del medio tienen una importancia máxima dentro de cualquier sistema biológico. Como se ha visto en el caso del proceso de tratamiento anaerobio, las bacterias son altamente sensibles a cambios en estas condiciones, además de caracterizarse por su lento crecimiento, lo que explica la conocida vulnerabilidad del sistema a variaciones en su medio y en la forma de operarlo.

Los factores ambientales y operacionales con más repercusiones en este tipo de proceso se comentan en esta sección.

3.2.1 pH y alcalinidad

El tratamiento anaerobio puede desarrollarse correctamente dentro de un pequeño rango de variación en el pH; 6.6 a 7.6, con

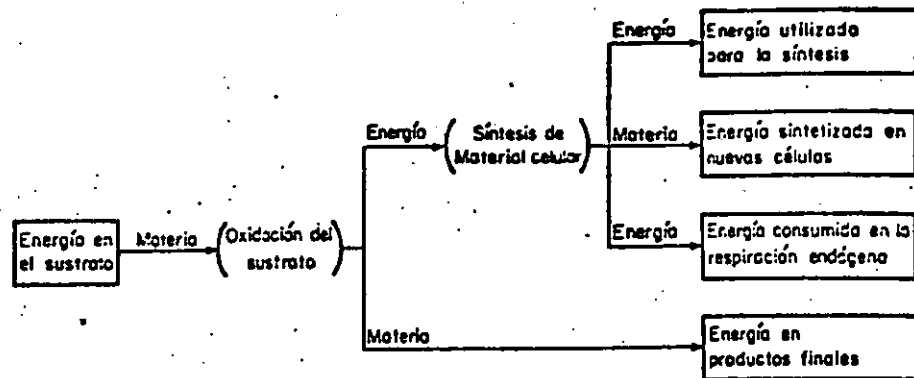


Fig 3.4 Conversión de energía en el metabolismo anaerobio

el óptimo entre 7.0 y 7.2 (ref 3.2). Fuera de este rango, la digestión puede continuar aunque en forma muy ineficiente, pero a un pH menor de 6.2 las bacterias metanogénicas son afectadas seriamente.

Por su parte, una alcalinidad relativamente grande (mayor a 1000 mg/l como CaCO_3) es indispensable para evitar cambios repentinos en el pH, lo que provocaría un desequilibrio en el proceso. Cuando las bacterias metanogénicas son afectadas por alguna causa, los ácidos volátiles producidos en la primera etapa del proceso no serán metabolizados y se acumularán; la alcalinidad en un principio amortiguará, gracias a su capacidad buffer, el cambio en el pH, el cual solo descenderá ligeramente. En este punto, la medición de estos dos parámetros indicará que el proceso está siendo afectado por algún cambio en el influente o en las condiciones de operación, lo que dará cierto tiempo al operador para que lo detecte y corrija.

Con el fin de evitar que se agote la capacidad buffer del sistema, es recomendable aumentar artificialmente la alcalinidad mientras se logra de nuevo el equilibrio; comunmente se añade hidróxido de calcio, pero su efectividad está limitada hasta alcanzar una alcalinidad entre 500 y 1000 mg/l como CaCO_3 , y un pH de 6.7 o 6.8; si se continúa adicionando este compuesto después de lograr los valores citados, se formará carbonato de calcio, el cual es insoluble y no contribuirá a aumentar la alcalinidad del sistema. En este caso es más recomendable en-

plear bicarbonato de sodio y alcanzar valores de alcalinidad entre 5000 y 6000 mg/l como CaCO_3 , sin efectos adversos.

Es importante subrayar que el abatimiento en el pH no es una causa directa de la falla del sistema, sino el resultado de un desequilibrio debido a un cambio en la operación del proceso; es esto último el verdadero causante y por lo tanto, lo que debe ser corregido; el control del pH mediante la adición de hidróxido de calcio o bicarbonato de sodio es solo para dar tiempo al operador de efectuar la corrección.

3.2.2. Temperatura

Este es un factor ambiental que influye grandemente en la eficiencia del tratamiento anaerobio. Las bacterias metanogénicas tienen una temperatura óptima de 36°C dentro del rango mesofílico, pero el proceso puede llevarse a cabo a otras temperaturas, aunque menos eficientemente.

En la figura 3.5 (ref 3.3) se puede apreciar el efecto de la temperatura en relación al tiempo de tratamiento, logrando las mismas eficiencias. Como se observa, el rango termofílico es el que requiere menos tiempo, pero los problemas en la práctica hacen que el operar un sistema en este intervalo sea altamente problemático.

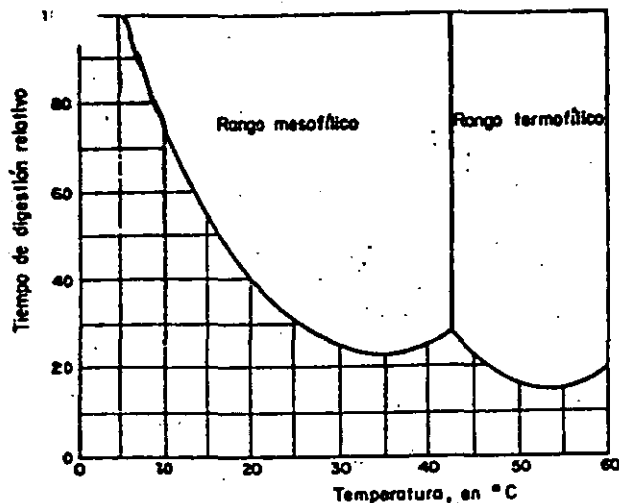
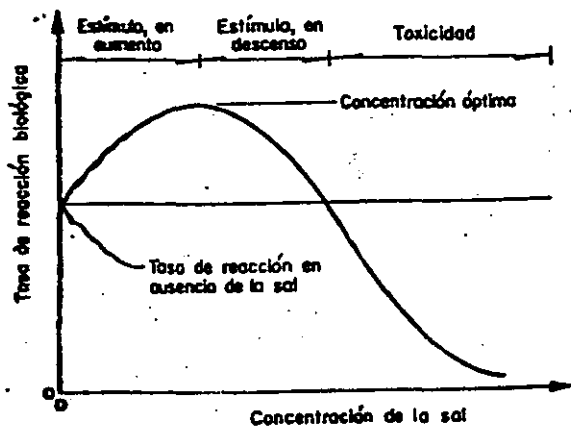


Fig Efecto de la temperatura en el tiempo de retención celular, con eficiencia de remoción constante

Dentro del rango mesofílico se pueden lograr eficiencias relativamente aceptables trabajando el proceso a temperatura ambiente, sobre todo en climas cálidos. El calentamiento del reactor para llevarlo a temperaturas óptimas requiere de equipo que hace el sistema más costoso y difícil de operar; una alternativa puede ser el trabajar a temperatura ambiente y evitar cualquier cambio brusco en este parámetro, ya que esto último sería mucho más perjudicial al sistema que el hecho de mantenerlo a una temperatura no óptima.

3.2.3 Relación carbono-nitrógeno (C/N)

Para llevar a cabo su metabolismo, las bacterias anaerobias requieren aproximadamente 30 veces más carbono que nitrógeno; el carbono se presenta principalmente como carbohidratos, y como se ha visto, la célula extrae de este tipo de compuestos energía por medio de las reacciones de oxidación. La síntesis por su parte requiere de esa energía para formar los diversos compuestos del protoplasma celular, el cual contiene, además de los elementos carbono, hidrógeno y oxígeno, los llamados nutrientes (nitrógeno, fósforo, azufre, hierro, etc) siendo requerido el primero en mayor grado. Finalmente, otra importante cantidad del carbono presente en el sustrato es empleada para formar los productos gaseosos finales del proceso, metano (CH_4) y dióxido de carbono (CO_2).



Efecto general de sales y otros compuestos en las reacciones biológicas

Entre todos los elementos citados, el carbono y el nitrógeno relacionados entre sí pueden dar una idea del grado potencial de biodegradabilidad de un sustrato. La relación C/N considerada ideal es 30; si la relación C/N es muy superior a este valor, por ejemplo 60, la estabilización del sustrato será muy incompleta debido a la falta de nitrógeno; por otra parte, si la relación es baja, menor que 10, se formará gran cantidad del ión amonio (NH_4^+), el cual puede ser tóxico a ciertas concentraciones. El nitrógeno en exceso escapará en forma de amoníaco NH_3 o N_2 , dependiendo de los compuestos nitrogenados originales y del pH, lo que significaría una baja en el porcentaje de metano presente en el gas producido y una pérdida en la calidad fertilizante del lodo digerido.

En caso de que el sustrato a tratar cuente con una relación C/N muy alejada de la óptima, es conveniente adicionarle compuestos que suplan la deficiencia de carbono o nitrógeno, según el caso. Como regla general puede decirse que los desechos animales o domésticos tienen una relación C/N relativamente baja (alto contenido de nitrógeno) mientras que los desechos vegetales la tienen superior a la óptima (alto contenido de carbono).

3.2.4 Sustancias tóxicas

Los compuestos tóxicos son especialmente problemáticos en la digestión anaerobia. Si estos llegan a presentarse aún en concentraciones pequeñas, los microorganismos metanogénicos serán los

primeros en resentirlo y, por lo mismo, el sistema se encontrará fuera de equilibrio. Hay muchas sustancias orgánicas o inorgánicas que pueden ser inhibitorias o tóxicas, dependiendo de la concentración en que se encuentren, pero en general los efectos causados por un gran número de sustancias en los sistemas biológicos pueden ser desde benéficos hasta tóxicos. En la figura 3.6 (ref 3.2) se representa esta propiedad: A concentraciones muy pequeñas de la sustancia (unas fracciones de mg/l para metales pesados y algunos cientos de mg/l para sales de sodio y calcio), la actividad biológica se ve favorecida hasta cierto punto, a partir del cual el efecto estimulante empieza a decrecer. El compuesto es considerado tóxico cuando la tasa de reacción biológica es menor a la lograda en ausencia de la sustancia, aumentando este efecto con la concentración hasta que la actividad biológica es prácticamente nula.

Un ejemplo de este efecto es la concentración de algunos cationes alcalinos y alcalinoterreos, como se puede observar en la tabla 3.1 (ref 3.2).

Cuando se encuentran combinaciones de estos cationes los efectos son más complejos dado que algunos cationes pueden actuar en forma antagónica, disminuyendo la toxicidad, o sinérgica, aumentándola.

TABLA 3.1. CONCENTRACIONES ESTIMULANTES E INHIBITORIAS DE ALGUNOS CATIONES ALCALINOS Y ALCALINOTERREOS

CATION	ESTIMULANTE	MODERADAMENTE INHIBITORIO	PUERTEMENTE INHIBITORIO
Sodio	100 - 200	3500 - 5500	8000
Potasio	200 - 400	2500 - 4500	12000
Calcio	100 - 200	2500 - 4500	8000
Magnesio	75 - 150	1000 - 1500	3000

Concentraciones en mg/l

24

El amoníaco, un compuesto formado en el tratamiento anaerobio de desechos con alto grado de proteínas o urea, puede ser tóxico si está presente en concentraciones importantes, del orden de 2000 mg/l. Por abajo de 1000 mg/l no existen efectos inhibitorios, e inclusive entre 50 y 200 mg/l se considera como benéfico. Es importante subrayar que el amoníaco es tóxico a menores concentraciones que el ión amonio, y dado el pH neutro del proceso, es más factible encontrarlo en esta última forma.

Los sulfuros son importantes en el tratamiento anaerobio por su facilidad de formar compuestos insolubles con los metales pesados, de manera de eliminar la toxicidad de estos elementos.

La fuente interna de sulfuros es la reacción de reducción de los sulfatos y otros compuestos inorgánicos con contenidos de azufre por medio de las bacterias facultativas conocidas como *desulfovibro*, función que constituye una defensa del sistema contra la toxicidad de los metales pesados por lo antes dicho. En el reactor anaerobio los sulfuros pueden estar distribuidos en forma insoluble, soluble y gaseosa, dependiendo del pH principalmente; el sulfuro en forma soluble es altamente tóxico si se encuentra en concentraciones mayores a los 200 mg/l.

Los metales pesados han sido responsables de muchas fallas en digestores anaerobios municipales, debido a que aún pequeñas concentraciones de sales metálicas en forma soluble son altamente tóxicas. Sales de cobre, zinc y níquel son consideradas como las de más alta toxicidad; plomo, aluminio, cromo hexavalente y fierro son otros elementos metálicos que en forma iónica son perjudiciales al proceso. Sin embargo, como ya se ha visto, concentraciones relativamente altas pueden ser soportadas por el digestor si la concentración de sulfuros solubles es suficiente como para precipitar los metales pesados en forma de compuestos insolubles.

3.2.5 Tiempo de retención de sólidos (TRS)

El tiempo de retención de sólidos o celular es una de las condiciones de operación más importantes de tener en cuenta al no

mento de efectuar el diseño del reactor. Según se ha explicado, el crecimiento de las bacterias metanogénicas es muy lento; esto implica que si se reduce el tiempo de retención del sistema, un porcentaje mayor de células activas será removido en el efluente, pudiendo llegar al punto en el que la tasa de crecimiento bacteriano sea menor a la tasa en que se evacúan las células, lo que significaría no contar con masa activa dentro del reactor.

Los microorganismos anaerobios propios del sistema se reproducen con una rapidez de tres a cinco días a 36°C (ref 3.2) siendo común diseñar con un factor de seguridad del orden de 4, lo cual da por resultado los valores de TRS típicos del tratamiento anaerobio, entre 10 y 25 días.

La ventaja de tener un TRS grande es contar dentro del reactor con una concentración importante de masa activa, y consecuentemente con una mejor eficiencia en el proceso. Esta ventaja se ve limitada en la práctica por el mayor volumen requerido en el reactor mientras mayor sea el TRS; sin embargo, existen ciertas variantes dentro del conjunto de sistemas de tratamiento anaerobio que resuelven este problema en una buena parte, tal como se verá en la siguiente sección.

Como ya se hizo notar en el inciso 3.2.2, la temperatura de operación tiene un efecto directo sobre el TRS, observándose esto

claramente en la figura 3.5. Una vez que se fija el tiempo de retención en un reactor, una forma de aumentar su eficiencia es mediante el incremento de la temperatura de operación y recambios.

3.2.6 Mezclado

El principal objetivo del mezclado dentro de un reactor es homogeneizar el contenido y así lograr mejores condiciones para el desarrollo del proceso. Al agitar un reactor, la alta concentración de materia orgánica o sustrato en el influente se distribuye rápidamente en el medio favoreciendo el contacto entre los microorganismos y su fuente de energía; esto disminuye más el peligro de sobrecargas en el sistema, ya que si se presentan serían rápidamente diluidas dentro del reactor, ocurriendo lo mismo con las sustancias tóxicas que de otra manera causarían daños considerables en el equilibrio biológico. Para una agitación correcta es necesario que el contenido de sólidos en el reactor sea inferior al 6% (ref 3.4).

Otra ventaja del mezclado es la de evitar la acumulación de sólidos dentro del reactor, problema importante si el desecho a tratar cuenta con un alto contenido de sólidos suspendidos, como es el caso de la digestión.

La concentración de sólidos en el fondo del reactor, provocando la pérdida de un cierto porcentaje en el volumen útil del sistema.

y, al igual que en el caso de las natas, altas concentraciones de ácidos volátiles y otros compuestos intermedios del metabolismo anaerobio, situación que no es favorable para las bacterias metanogénicas.

Las natas, otro resultado de la estratificación en el reactor, se forman por partículas de diversos tamaños y de menor densidad que el medio de reacción. Las pequeñas burbujas de gas producido, en su camino hacia la superficie, arrastran estos materiales provocando su acumulación en la parte superior del tanque, llegando a formar una capa lo suficientemente espesa como para impedir el escape libre del gas, lo que causa problemas de presiones internas elevadas.

Aunque no se ha demostrado experimentalmente, se considera que una ventaja adicional de la agitación es la solubilización de los sólidos suspendidos para que puedan ser aprovechados por los microorganismos. Como se mencionó anteriormente (secc. 3.1) la etapa limitante en la digestión de los sólidos es la hidrolización la cual se verá favorecida por la energía del mezclado.

A pesar de las innegables ventajas de la agitación, su alto costo en equipo y energía ha obligado a diseñar gran número de sistemas de tratamiento anaerobio sin mezclado, provocando una sensible baja en la eficiencia del proceso.

3.2.7 Carga orgánica

El conjunto de sistemas de tratamiento anaerobio es muy versátil en cuanto a la concentración de materia orgánica capaz de recibir; existen variantes que pueden tratar cargas orgánicas superiores a 50 000 mg/l como DBO₅, y otras que su eficiencia es aceptable aún a bajas cargas.

La carga orgánica recomendable para la mejor eficiencia del proceso dependerá del sistema anaerobio de que se trate; sin embargo, cuando el desecho contiene concentraciones muy elevadas de sólidos suspendidos, superiores al 8%, la falta de agua interfiere con la hidrolización de los sólidos y con el correcto funcionamiento de los microorganismos, por lo que es necesario introducir agua para abatir esa concentración. Por otra parte, si el desecho es en su mayor parte soluble, una muy elevada concentración de materia orgánica no provocará problemas en el tratamiento anaerobio, por el contrario, es prácticamente el sistema más apropiado para tratarlo.

A pesar de que va implícito en el nombre del tratamiento, es necesario subrayar la importancia de mantener las condiciones anaerobias en el reactor, pues las bacterias metanogénicas son estrictas en cuanto al oxígeno disuelto en el medio; pequeñas cantidades de este elemento pueden afectarlas considerablemente, provocando el desequilibrio del proceso.

Es necesario cumplir toda esta serie de requerimientos ambientales y operacionales si se desea obtener una eficiencia aceptable en el tratamiento anaerobio. Sin embargo mediante una progresiva aclimatación de los microorganismos, se puede lograr un sistema adaptado a ciertas características del desecho o de la operación que no necesariamente cumpla con todos los requerimientos enlistados, dentro de ciertos límites. Es importante repetir que las fallas en este tipo de tratamiento son causadas principalmente por la variación repentina en las condiciones del medio y de operación, no permitiéndole lograr su adaptación y provocando su desequilibrio.

3.3 Sistemas de Tratamiento Anaerobio

Del conjunto de los principales sistemas de tratamiento anaerobio presentados brevemente a continuación, el más estudiado y generalizado hasta fecha reciente es el que lleva a cabo la digestión de lodos de plantas de tratamiento. Los avances en la tecnología propia del proceso han generado alternativas de tratamiento para una gran cantidad de desechos domésticos, industriales y agrícolas.

La selección del sistema más adecuado dependerá de las características generales del residuo tales como cantidad, composición, contenido de sólidos, temperatura, etc. los sistemas, a su vez, diferirán en complejidad y eficiencia.

3.3.1 Digestión anaerobia

Cuando el porcentaje de sólidos en el desecho a tratar es elevado, mayor al uno por ciento, y de éste una fracción importante es suspendida, la hidrólisis será una función fundamental en el proceso. Cuando esto sucede, se puede considerar que se trata de una digestión, es decir, de una destrucción de sólidos.

El anterior es el caso de los llamados lodos de desecho municipales y de los residuos agrícolas y ganaderos en general. Para su tratamiento existen diversos sistemas, con diferentes requerimientos de capital, equipo, energía y cuidado en la operación; igualmente las eficiencias son muy variadas.

3.3.1.1 Fosa séptica

Aunque posiblemente no sea totalmente anaerobio, esta variante se puede considerar como el más antiguo y simple de los sistemas de tratamiento anaerobio. Su utilización se ha limitado a tratar los desechos domésticos de casas aisladas.

El drenaje conduce los residuos al tanque o reactor, donde los sólidos se sedimentan y son metabolizados anaerobicamente. El sobrenadante, parcialmente estabilizado, es evacuado y los gases que se producen son liberados en la atmósfera; los sólidos

digeridos deben de ser retirados periódicamente.

La eficiencia de una fosa séptica es muy pequeña y cuando no se tiene el cuidado de remover los sólidos acumulados, cae aún más. Pese a sus grandes desventajas, constituye una alternativa de tratamiento parcial muy económica destinada a zonas rurales.

3.3.1.2 Tanque imhoff

El tanque imhoff es un diseño más elaborado que la fosa séptica. Su eficiencia aumenta debido a que cuenta con dos compartimientos, uno de sedimentación y otro de digestión (fig 3.7), combinación que soluciona el problema de flotación de lodos causado por las burbujas de gas al elevarse.

En el tanque imhoff, los sólidos que se sedimentan se deslizan al compartimiento de digestión sobre el falso fondo, muy inclinado; los gases y las natas producidas durante el proceso se dirigen hacia los canales laterales, donde se evacuan; los lodos una vez digeridos se extraen por gravedad o por presión hidrostática.

Este diseño es particularmente costoso, por lo que a pesar de contar con una relativa buena eficiencia, su empleo es muy limitado.

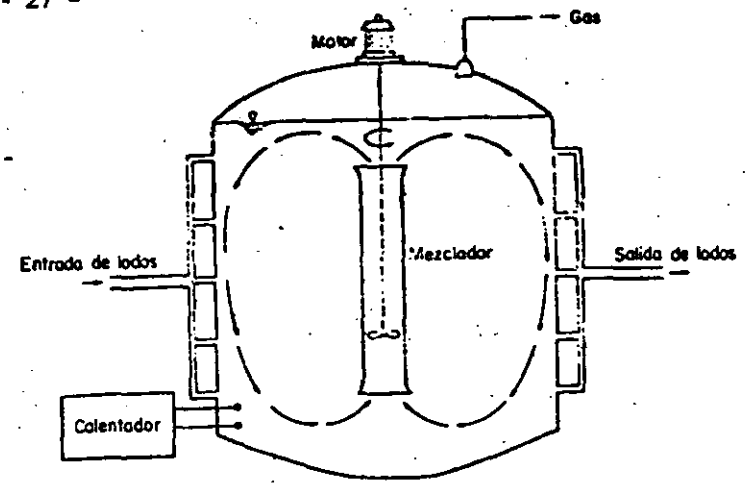


Fig Digestor aerobio de alta eficiencia

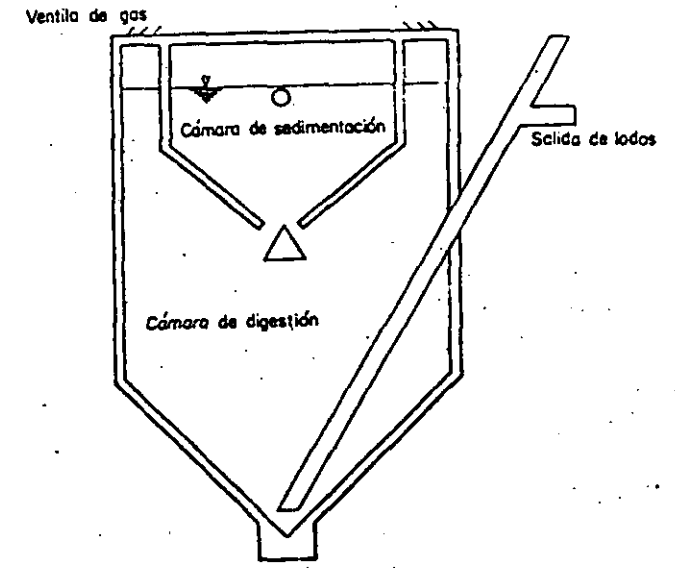


Fig Tanque Imhoff

3.3.1.3 Digestor convencional

El digestor convencional es el siguiente diseño del conjunto. En un solo reactor se lleva a cabo la estabilización y la separación de sólidos de manera que el contenido se estratifica en capas bien características y muy diferentes entre sí. En la figura 3.8 se muestra el esquema de un digestor de este tipo: El influente entra al digestor a la altura de la capa activa; los sólidos estabilizados se sedimentan en el fondo del digestor para posteriormente evacuarse; el sobrenadante está constituido por la fase acuosa estabilizada y las natas las forman materiales poco densos y espuma. Una mejora propia de este diseño en comparación con los dos anteriores es que en este caso el gas producido es recolectado dándole un uso posterior.

Las principales desventajas de esta variante son el volumen importante del reactor debido a los largos tiempos de retención, las relativamente bajas cargas orgánicas (5000 a 10000 mg/l como DSO_5) que puede soportar y la formación de zonas muertas ya que sólo aproximadamente un tercio del volumen total es utilizado en la digestión propiamente dicha. Su eficiencia es aceptable sólo a tiempos de retención mayores de 20 días, lo que implica un reactor de tamaño considerable.

Es este precisamente, a grandes rasgos, el tipo de tratamiento anaerobio más comúnmente utilizado para tratar los desechos

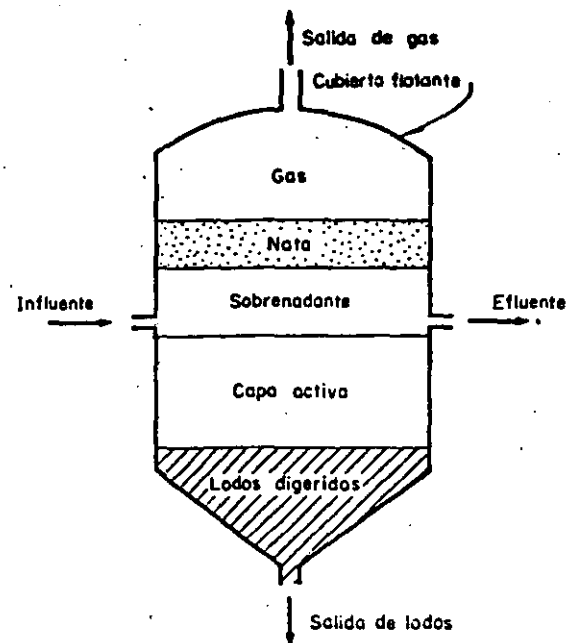


Fig. 3.8 Esquema de un proceso de digestión anaerobia de baja eficiencia o Standard-rate

XXV Curso Anual Sobre:

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES, INDUSTRIALES
Y REUSOS.

NEUTRALIZACION DE AGUAS RESIDUALES.

DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA
Prof. Investigador de Ingeniería
Sanitaria y Ambiental
División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería - U N A M

Abril de 1994.

1.- Introducción

Se denomina "acidez" de una solución acuosa a su capacidad para ceder iones de hidrógeno; al concepto inverso, es decir a la capacidad de una solución para aceptar iones de hidrógeno se le denomina "alcalinidad o basicidad".

Por otro lado, la intensidad de la acidez o basicidad de una solución se mide convenientemente en función de la concentración de los iones de hidrógeno en el seno del líquido, Así, el "potencial hidrógeno" se define como el logaritmo de base 10 de la inversa de la concentración de iones de hidrógeno

$$\text{pH} = -\log [\text{H}^+] \quad (1)$$

Se consideran neutras las soluciones con pH 7, alcalinas las que muestran $\text{pH} > 7$, y ácidas las tienen $\text{pH} < 7$.

El término "alcalinidad total" se refiere a la cantidad total de ácido que debe agregarse a una muestra de solución para bajar su pH hasta 4.5, y el "término "acidez total", a la cantidad de base requerida para elevar el pH de la muestra hasta 8.3. Ambos son términos de capacidad, y pueden expresarse convenientemente en mg/l como CaCO_3 .

Las aguas residuales procedentes de un gran número de industrias son alcalinas o ácidas. Entre estas industrias destacan las de productos químicos, las de pulpa y papel, las metalúrgicas, las de galvanoplastia, las textiles, la huleira, las de carbón mineral, las de películas fotográficas, las embotelladoras de refrescos, artículos de cuero, y enlatadoras.

Los desechos ácidos o alcalinos ocasionan daños a los cuerpos de agua receptores, produciendo, según su concentración reducción o muerte de la vida acuática. Se considera que el rango de pH para que exista actividad vital efectiva en las aguas es 6.5 a 8.5, por tanto, se recomienda que los desechos fuera de estos límites se sujeten a neutralización antes de ser descargados⁽¹⁾, lo cual debe estar de acuerdo obviamente con las características de la corriente receptora y los reglamentos en vigor.

2.- Métodos de neutralización

Al presente existen diversos métodos aceptables desde el punto de vista económico para efectuar la neutralización de las aguas residuales que lo requieran. Los más usuales son:

a) - mezclado de aguas residuales ácidas y alcalinas.- Los desechos pueden proceder de la misma o diversas industrias, mezclándose para obtener un pH lo más cercano posible a 7.

Este método requiere de capacidad suficiente de almacenamiento y homogeización para absorber las variaciones en las concentraciones de los desechos.

Si este método es aplicado debe tenerse cuidado en el control de la producción de compuestos tóxicos.

Aguas ácidas:

b) - Paso de las aguas residuales por mantos de piedra caliza.-

En este procedimiento, se usa generalmente flujo ascendente, lo grándose con ello arrastrar a la mayor parte de los productos de la reacción antes de que se precipiten sobre la caliza. La carga recomendada máxima es de 35 l/min-m^2 , para obtener tiempos de contacto suficientes para que se efectúe la reacción. Se recomienda limitar la concentración de ácido en el agua residual al 5% para evitar la obstrucción de la superficie caliza debido a precipitados. Para evitar la formación de capas no reactivas de sulfato de calcio sobre la caliza, la concentración de ácido sulfúrico debe ser menor a 0.6%. Debe considerarse que los metales disueltos tienden a precipitarse como hidróxidos obstruyendo la superficie de la piedra caliza.

c) - Adición de lechada de cal a desechos ácidos.- Este método resulta más efectivo que el anterior en el tratamiento de desechos ácidos. Se usa normalmente en tratamiento continuo, de mo-

do que los productos de la reacción, que quedan en solución, son arrastrados con el efluente.

No obstante las dificultades de dosificación de la cal hidratada, su empleo es muy conveniente cuando se trata de volúmenes relativamente pequeños de desechos. Como el contenido magnésico de la cal es más reactivo en aguas fuertemente ácidas, el tipo de cal que se use influirá en el grado de neutralización obtenido. Los resultados son generalmente eficientes cuando el pH del agua por tratar es menor de 4.2.

d) - Adición de NaOH o Na_2CO_3 .

Estos compuestos son agentes neutralizadores más potentes que la cal o la piedra caliza, sin embargo su alto costo influye generalmente en forma negativa en la selección de este proceso. Su aplicación tiene como ventaja el que los productos de la reacción son solubles y no incrementan la dureza de las aguas receptoras. Por tanto, este método se usa para tratar pequeños volúmenes de desechos.

Aguas alcalinas:

e) - Adición de CO_2 .

La adición de CO_2 a aguas residuales alcalinas puede ser de diversas formas, a saber

- difusión de gases provenientes de chimeneas de calderas
- inyección de CO_2 comprimido
- combustión sumergida

En el primer caso se aprovecha el contenido de CO_2 de los exhaustos de las calderas (aproximadamente 14%). Para ello, los gases se filtran para remover azufre y partículas, aplicándose posteriormente al agua mediante difusores. Si las aguas residuales tienen altos contenidos de azufre, puede formarse ácido sulfídrico, que debe controlarse para evitar condiciones desagradables.

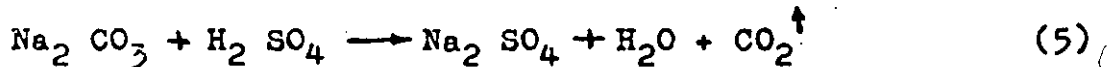
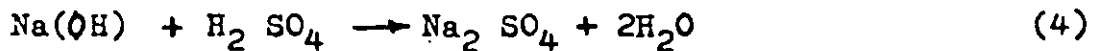
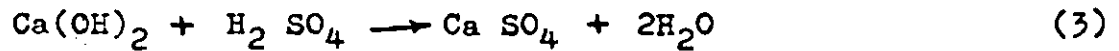
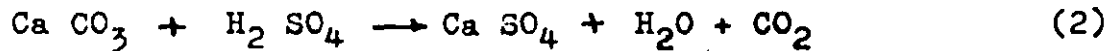
El CO_2 comprimido comercial tiene ventajas sobre el CO_2 procedente de procesos de combustión en calderas, sobre todo en lo que se refiere a su pureza y sencillez para su aplicación. Por otro lado, su costo resulta alto, sobre todo cuando se trata de grandes volúmenes por tratar.

El método de combustión sumergida ha sido usado en forma experimental, siendo necesario realizar investigaciones amplias para determinar si puede o no ser usado como proceso normal de neutralización.

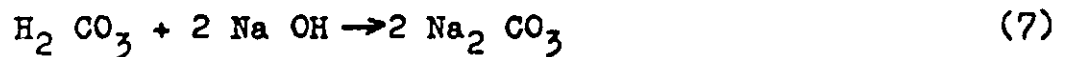
f) - Adición de ácido sulfúrico.-

Este método se usa para neutralizar pequeños volúmenes de aguas

residuales, debido al alto costo de este reactivo. Como desventaja se señala además, la dificultad y peligro en su manejo. Las reacciones típicas de neutralización de la acidez, que se efectúan en los procesos descritos en el capítulo anterior, son las siguientes:



Las reacciones típicas de neutralización de la alcalinidad son:



3.- Diseño de lechos de caliza

Al proceder al diseño de una instalación de neutralización mediante el uso de piedra caliza, se debe determinar experimentalmente la profundidad del lecho, en función de las características del influente y del reactante. Los experimentos se

efectúan en columnas de filtración de 4 a 6 in. de diámetro, dispuestas como se muestra en la figura 1.

- a - La caliza triturada (1 a 2 in de diámetro), previamente lavada, se coloca en sendas columnas para tener profundidades de lecho de 1, 2 y 3 ft.
- b - Se alimenta agua residual a las columnas en la forma ascendente o descendente, según se piense hacer en la realidad. El gasto por unidad de sección recta (carga superficial), se varía entre 50 y 1000 gal/hora/ft² (0.030 a 0.60 l/min/m².)
- c - Se mide el pH del efluente de cada columna hasta que este se estabilice.
- d - Después de cada prueba se remueve la caliza de cada columna, y se registra el peso utilizado.

Los resultados del experimento permiten dibujar una gráfica que representa el valor del pH efluente en función de la carga superficial y la profundidad del lecho. Esta gráfica (figura 2), constituye el principal elemento de diseño, el cual puede realizarse como sigue:

- a - Para el pH deseado en el efluente, se determina, usando la gráfica de diseño, las cargas superficiales que corresponden a cada profundidad de lecho.
- b - Se calcula el área necesaria de lecho de neutralización, en función del gasto real, para cada carga superficial determinada en el paso anterior (área igual a gasto entre carga superficial)

- c - Se calcula el volumen requerido de caliza para cada profundidad de lecho.
- d - Se determina el gasto por unidad de volumen de caliza, para cada una de las profundidades consideradas.
- e - La profundidad óptima se determina graficando los gastos por unidad de volumen de caliza, contra las profundidades correspondientes; el máximo gasto unitario corresponde a la profundidad óptima (figura 3)
- f - Se grafica el volumen o peso de caliza requerido por cada 1000 gal. de agua residual contra el pH del efluente, para la profundidad óptima. Esta gráfica (figura 4) puede usarse para determinar las cantidades de calcita requeridas para obtener diversos valores de pH en el efluente, diferentes al originalmente deseado.

Ejemplo:

Los desechos líquidos de cierta industria tienen una concentración 0.10 N de H_2SO_4 . Si el gasto por tratar es de 50 gal/min, y el pH final debe ser de 6.0, determinar a) la profundidad más económica del filtro, b) los volúmenes de caliza que debe de tener el lecho, si el pH final es 6.0.

a - La figura 2 corresponde a las condiciones del problema y a lechos de calcita magnésica calcinada. Entrando en las ordenadas con pH 6, en las abscisas se leen las cargas superficiales correspondientes a 0.5 ft, 1 ft, 3 ft, etc. de

profundidad de lecho. Estos resultados aparecen en la columna 2 de la tabla 1. El área de lecho respectiva, columna 3, se obtiene dividiendo el gasto (0.50 gal/min = 3000 gal/hr), entre la carga superficial ($3000/65 = 46$; $3000/250 = 12$, etc).

El volumen de caliza, columna 4, se obtiene multiplicando el área de lecho por la profundidad ($46 \times 0.5 = 23$, $12 \times 1 = 12$, etc).

El gasto por volumen unitario, columna 5, es el gasto (3000 gal/hr) entre el volumen de caliza ($3000/23 = 130$, etc).

Graficando las profundidades contra los gastos por volumen unitario, se obtiene la curva de la figura 3, donde se observa que la profundidad óptima es 3 ft.

b - Considerando un lecho de 3 ft de profundidad, en la figura 2 se leen los valores carga superficial correspondientes a pH 5, 6, 7, etc. Tales valores aparecen en la columna 2 de la tabla 2.

Las cargas superficiales divididas por la profundidad del lecho (3 ft), resultan en los gastos por volumen unitario de ca-

liza, columna 3, (3000/3 = 1000, etc).

Los volúmenes de lecho de caliza, por cada 1000 galones por hora de desechos tratados, columna 4, se obtiene multiplicando los inversos de la columna 3, por 1000.

c) Como la concentración ácida de los desechos es 0.1 N y el gasto es 3000 gal/hr., el peso de ácido neutralizado será:

$$3000 \frac{\text{gal}}{\text{hr}} \times 0.1 \text{ N} \times \frac{49 \text{ g}}{\text{N l}} \times \frac{1 \text{ lb}}{453 \text{ g}} \times 3.785 \frac{\text{l}}{\text{gal}} \times \frac{24 \text{ hr}}{\text{día}}$$
$$= 2950 \frac{\text{lb}}{\text{día}}$$

Si se supone que la caliza usada tiene una reactividad del 60% el consumo de caliza será

$$2950 \times \frac{49}{50} \times \frac{1}{0.60} = 5000 \frac{\text{lb}}{\text{día}}$$

4 - Diseño de sistemas de neutralización a base de lechada de cal.

Para determinar las propiedades neutralizantes de la cal que se vaya a usar en un proceso, se realizan pruebas de laboratorio que consisten en:

TABLA 1

Cálculo del gasto por volumen unitario de reactante
en lechos de caliza

Profundidad ft	carga superficial gal/hr-ft ²	área, ft ²	Volumen de caliza ft ³	Gasto por volumen unitario gal/hr-ft ³
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0.5	65	46	23	130
1	250	12	12	250
2	1040	2.9	5.8	520
3	1800	1.67	5.0	600
4	2100	1.42	5.7	525

TABLA 2

Cálculo del volumen necesario de caliza por 1000 galones de
agua residual tratada

pH	carga superficial gal/hr-ft ²	gasto por volumen unitario gal/hr-ft ³	Volumen de caliza por 1000 gal de desechos ft ³
(1)	(2)	(3)	(4)
5	3000	1000	1.00
6	1850	617	1.63
7	1500	500	2.00
8	1220	407	2.46
9	860	287	3.50

- a - Tomar una muestra de la cal que se vaya a usar en el proceso, y preparar una suspensión con concentración tal que permita ser manejada convenientemente por el equipo de - que pueda disponerse en la instalación real.
- b - Agregar pequeños incrementos medidos de suspensión a 500 ml de muestra de agua residual, agitar, y medir el pH - después de cada dosificación, hasta que el pH se establezca. Registrar el pH de estabilización, y proseguir agregando suspensión de cal hasta que se alcance pH 10

Con los resultados del experimento se puede dibujar una curva similar a la que aparece en la figura 5, graficando los miligramos de cal por litro de muestra, gastados para obtener un cierto pH, contra los valores de pH respectivos.

Para determinar el tiempo en que se completa la reacción:

- a - Se usa la gráfica obtenida anteriormente, para determinar la cantidad de cal que debe agregarse a una muestra de 500 ml para obtener el pH deseado.
- b - La cantidad de cal así determinada se agrega a la muestra, se agita continuamente, y se mide el tiempo en que se estabiliza el pH. Este dato representa el tiempo de mezclado necesario.

La potencia requerida en el mezclador se calcula con la siguiente fórmula:

$$P = \frac{k}{g} p n^3 D^5 \quad (9)$$

donde:

- P - potencia, ft-lb/sec.
- k - coeficiente de mezclado
- p - peso unitario de la mezcla
- n - velocidad angular, r.p.s.
- D - diámetro del impelente, ft.

Ejemplo:

El gasto de desechos líquidos de una cierta instalación industrial es de 6 l/sec. Mediante pruebas de laboratorio - se encontraron los resultados mostrados en la figura 6. Se desea neutralizar los desechos hasta alcanzar pH 7; determinar: a) la cantidad de cal consumida, b) el volumen del tanque de reacción, si el tiempo de contacto es de 5 min, y c) la potencia necesaria en el impelente del mezclador.

(K = 0.4; D = 2.5 ft; $\mu = 69.5 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$; n = 4 rps.

a) En la figura 6 se lee que para pH 7 se requieren 2250 mg de cal para tratar un l de agua residual, por tanto, para tratar 6 l/sec. se requerirán:

$$6 \frac{\text{l}}{\text{sec}} \times 2250 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \frac{\text{Kg}}{10^{-6} \text{ mg}} \times \frac{86\,400 \text{ sec}}{\text{día}} = 1166 \frac{\text{Kg}}{\text{día}}$$

b) El volumen del tanque de mezclado se obtiene multiplicando el gasto por el tiempo de mezclado:

$$6 \frac{\text{lt}}{\text{sec}} \times 5 \text{ min} \times \frac{60 \text{ sec}}{\text{min}} = 1800 \text{ lt.}$$

c) La potencia en el impelente del mezclador se obtiene - aplicando la fórmula 9.

$$P = \frac{0.4}{32.2} (69.5)(4)^3(2.5)^3 \frac{\text{sec}^2}{\text{ft}} \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3} \frac{1}{\text{sec}^3} \frac{\text{ft}^5}{550 \text{ ft-lb}} \frac{\text{sec}}{\text{HP}}$$

$$P = 9.75 \text{ H. P.}$$

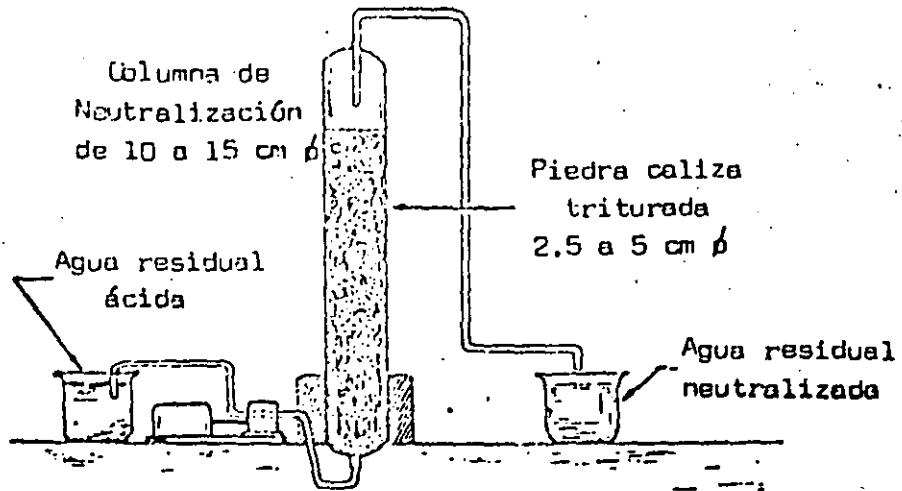


FIG. 1. Columnas de neutralización con piedra caliza.

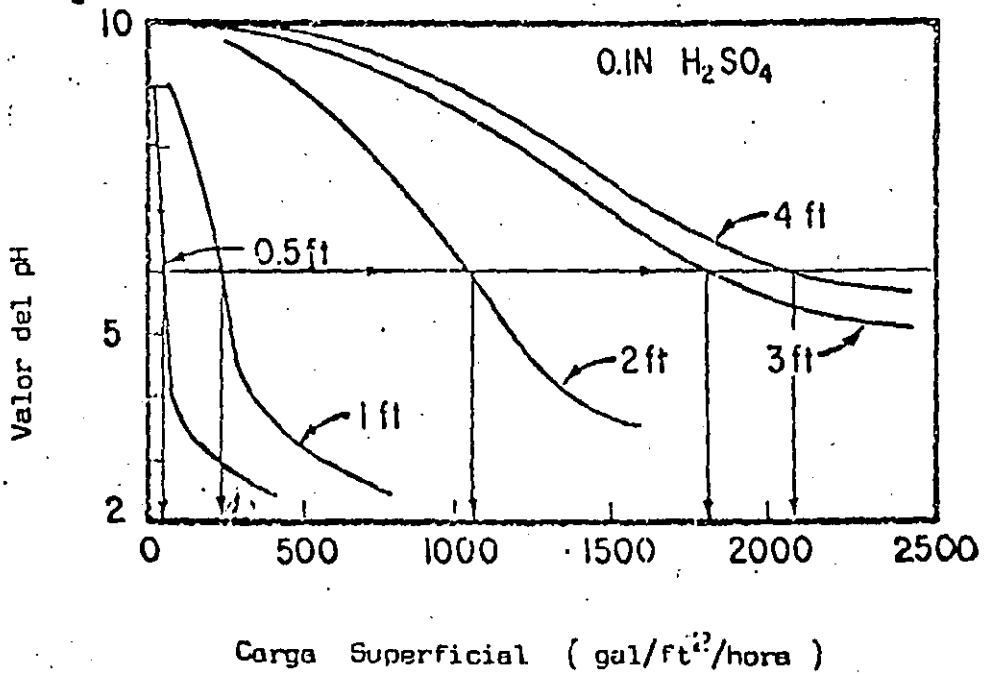


FIG. 2. Relación entre el pH y la carga superficial aplicada.

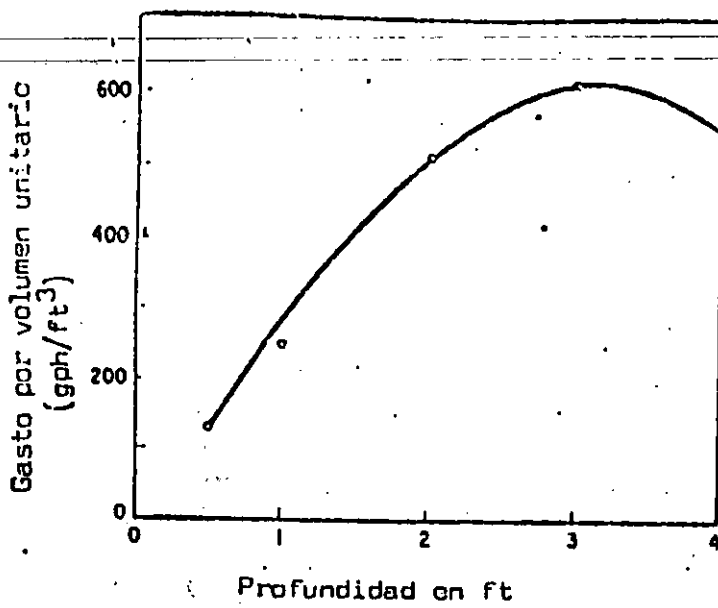


FIG. 3. Determinación de la profundidad óptima del lecho de caliza.

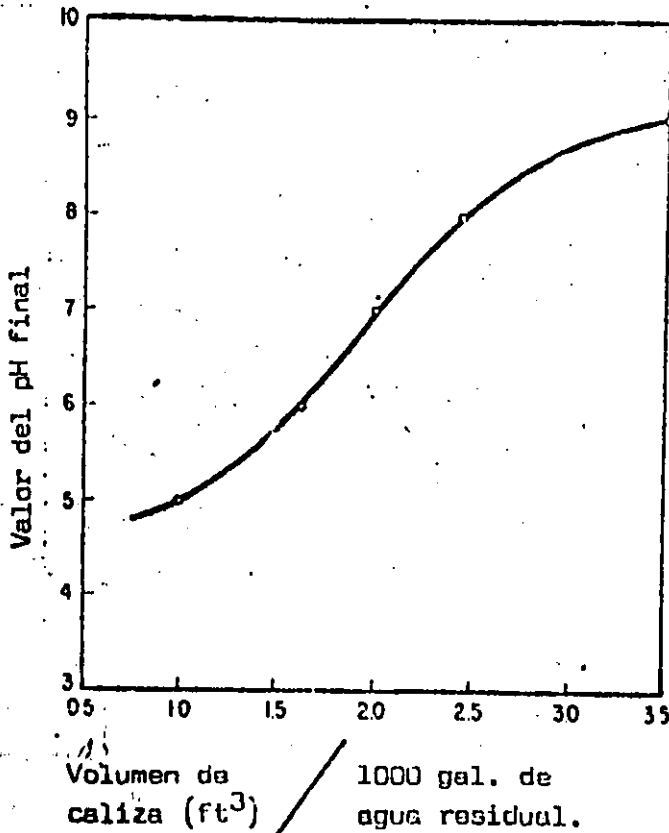
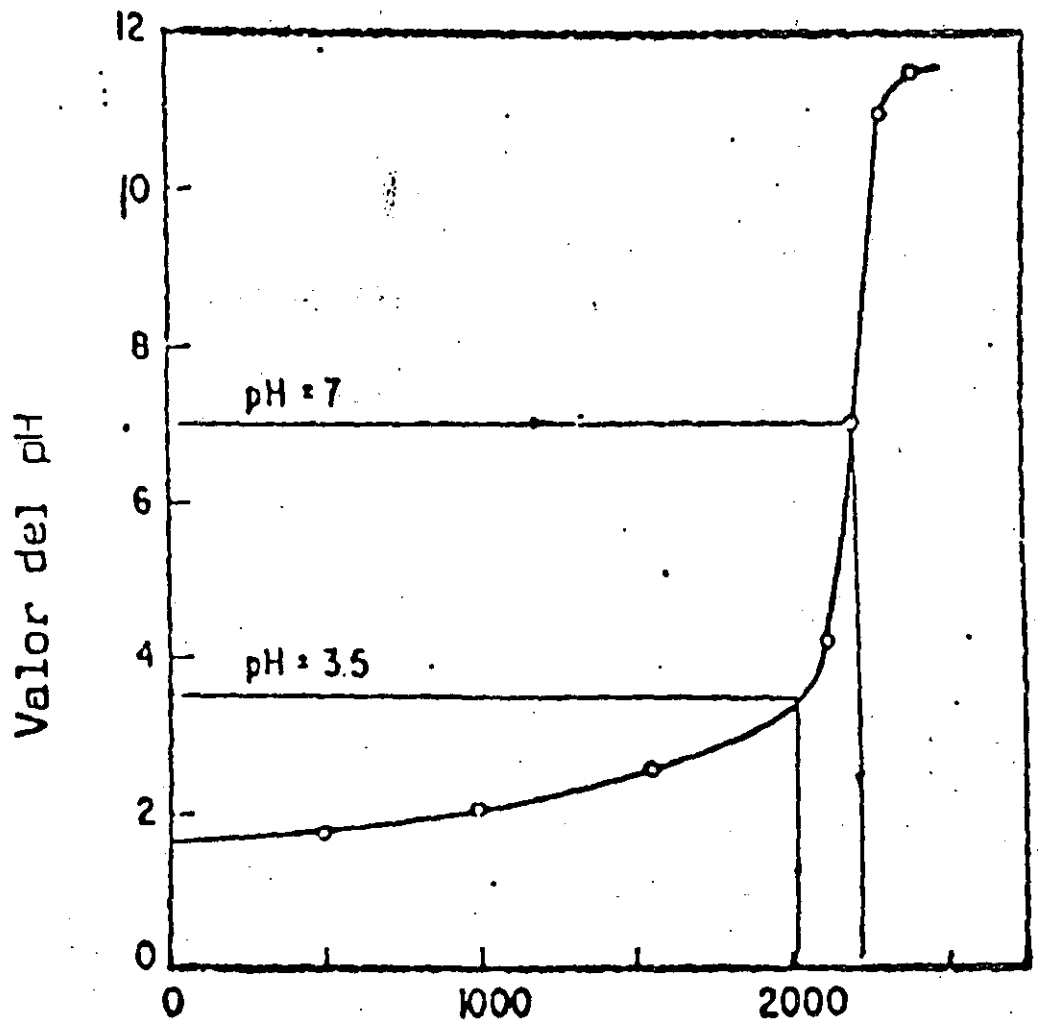


FIG. 4. Cantidad necesaria de caliza por volumen unitario de agua residual en función del pH final para una profundidad de lecho de 3 ft



mg de cal/litro de agua residual

FIG. 5. Curva de neutralización.

DR PEDRO MARTINEZ PEREDA
PROFESOR SECCION DE INGENIERIA AMBIENTAL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
CIRCUITO EXTERIOR
CIUDAD UNIVERSITARIA, COYOACAN
04510 MEXICO D F
622 30 00

M EN I BALTAZAR LUCERO RAMIREZ
JEFE DEL LABORATORIO INGENIERIA AMBIENTAL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
CIRCUITO EXTERIOR
CIUDAD UNIVERSITARIA, COYOACAN
04510 MEXICO D F
622 30 20 / 622 30 21

ING ENRIQUE GARDUÑO NAVARRO
DIRECTOR EJECUTIVO DE TECNOLOGIA AMBIENTAL
Y PLANEACION ECOLOGICA
TAPE SA. DE CV

M EN I PEDRO A LOPEZ GARRIDO
GERENTE DE PROYECTOS
TECNOLOGIA AMBIENTAL Y CONSTRUCCIONES

ING EDUARDO VEGA GONZALEZ
PROFESOR
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
CIRCUITO INTERIOR
CIUDAD UNIVERSITARIA, COYOACAN
04510 MEXICO D F
622 30 31

M EN I ARNULFO PAZ SANCHEZ
INGENIERO CONSULTOR
M.I. ARNULFO PAZ S
GABRIEL MANCERA 1556
COL DEL VALLE
03100 MEXICO D F
534 32 61

DR JORGE AGUIRRE MARTINEZ
CONSULTOR
DHTA
JOSE MA RICO 2124 PISO 8
COL DEL VALLE
03100 MEXICO D F
524 38 15

M EN I GEORGINA FERNANDEZ VILLAGOMEZ
JEFA DEL DEPARTAMENTO INGENIERIA AMBIENTAL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
CIRCUITO EXTERIOR
CIUDAD UNIVERSITARIA, COYOACAN
04510 MEXICO D F
622 30 00

M EN C EDMUNDO IZURIETA RUIZ
PROFESOR SECCION DE INGENIERIA AMBIENTAL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
CIRCUITO EXTERIOR
CIUDAD UNIVERSITARIA, COYOACAN
04510 MEXICO D F
622 30 00

M EN I JOSE LUIS TORRESCANO ESPANA
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE OPERACION Y MANT
LABORATORIO Y ASESORIA EN CONTROL DE LA
CONTAMINACION
RIO AMACUZAC 102-E
COL VISTA HERMOSA, CUERNAVACA
62290 MORELOS

DR GERMAN BUITRON MENDEZ
INVESTIGADOR
INSTITUTO DE INGENIERIA
UNAM
CIRCUITO INTERIOR
CIUDAD UNIVERSITARIA COYOACAN
04510 MEXICO D F
622 33 20 /622 33 30

M EN I ANA ELISA SILVA
TECNICO ACADEMICO
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
CIRCUITO EXTERIOR
CIUDAD UNIVERSITARIA COYOACAN
04510 MEXICO D F
622 30 02

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS

Del 25 al 30 de abril de 1994.

DIRECTORIO DE ASISTENTES

1. Téc. Blanca Aguilar Velázquez
Pasante de ingeniero
Ferrocarriles Nacionales de México
Terminal Valle de México, Portón 8
Tlalnepantla, Edo. de México
Tel. 565 81 71
2. Jaime Arce Sánchez
Laboratorista
FES Zaragoza
Av. Constitución s/n
Col. Ejercito de Oriente
Tlalnepantla, Edo. de México
Tel. 623 07 51
3. Félix Bernal Torres
Ing. de Control de Calidad
Ferrocarriles Nacionales de México
Terminal valle de México portón 8
Tlalnepantla, Edo. de México
Tel. 547 57 40 Ext. 389
4. Hugo Bustos Barrientos
Supervisor de plantas de tratamiento
Depto. de Const. y Op. Hidráulica
Xotepingo, Coyoacan
Tel. 549 82 20
5. Bio. Jorge Falcón Ordaz
Inspector Ambiental
Parque de orizaba 7 piso 6
Col. Del Parque
Tel. 310 73 08
6. Ing. Víctor Hugo Flores Juárez
Residente de líneas y robombos
Viaducto Miguel Alemán 507
Col. Granjas México
08400 México, D.F.
Tel. 612 42 45
7. Ing. Juan Hilario García Gil
Superintendente de planta
Dir. Gral. de Obras y Servs. Grales.
Ciudad Universitaria
45210 México, D.F.
8. Ing. Claudio García Ramírez
Técnico auxiliar
Sunwater Systems Inc.
10525 Vista Sorrento Parkway Suite 200
San Diego, California 82121
Tel. (619) 453 56 88
9. Ing. Joaquín García Rojas
Asesor tecnológico Trat. de Aguas
I.M., S.S.
U. Cuauhtémoc, IMSS Apoyo Tec. Reg.
Centro Golfo, Av. Jardín dom/con.
Naucalpan, Edo. de México
Tel. 359 45 94
10. Ing. Alberto García Rubio
Gerente de Ingeniería
Ingeniería y Consultoria, S.A.
Circuito Médicos 54
Cd. Satélite
33100 Naucalpan, Edo. de México
Tel. 393 79 98
11. Mónica Hernández Serrano
Ingeniero de proceso
Com. Fed. de Electricidad
Izazaga 89
Col. Centro
México, D.F.
Tel. 229 48 00 ext. 4179
12. Ing. Verónica Licerio Maldonado
Asistente de proyectos
Sunwater Systems, Inc.
Talara 112
Col. Tepeyac insurgentes
07020 México, D.F.
Tel. 781 89 42, Fax. 577 93 81