

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA  
CURSOS ABIERTOS

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

30 de marzo al 4 de abril de 1992

F E C H A	H O R A R I O	T E M A	P R O F E S O R
Lunes 30 de marzo	8:30 a 9:00 hrs.	Inauguración	Dr. Pedro Martínez Pereda
	9:00 a 11:00 hrs.	Situación actual	Dr. Pedro Martínez Pereda
		Generación	Dr. Pedro Martínez Pereda
	11:00 a 13:00 hrs.	Caracterización	Dr. Pedro Martínez Pereda
	14:30 a 16:30 hrs.	Rejillas	M. en I. Baltazar Lucero Ramírez
		Desarenadores	
		Homogeneización	
	16:30 a 18:30 hrs.	Sedimentación	M. en I. Gastón Mendoza Gámez
Martes 31 de marzo	9:00 a 11:00 hrs.	Flotación	M. en I. Gastón Mendoza Gámez
	11:00 a 12:00 hrs.	Tratamiento biológico	M. en I. Gabriela Moeller Chávez
		Microbiología aplicada	
	12:00 a 13:00 hrs.	Lodos activos	Dr. Vicente Jonguitud Falcón
	14:30 a 18:30 hrs.	Lodos activos	Dr. Vicente Jonguitud Falcón
Miércoles 1º de abril	9:00 a 11:00 hrs.	Selección de los procesos	M. en I. Arnulfo Paz Sánchez
	11:00 a 13:00 hrs.	Lagunas de estabilización	Dr. Jorge Aguirre Martínez
	14:30 a 16:30 hrs.	Filtros rociadores	M. en C. Edmundo Izurieta Ruíz
	16:30 a 18:30 hrs.	Lagunas aeradas	M. en C. Edmundo Izurieta Ruíz
Jueves 2 de abril	9:00 a 10:00 hrs.	Pruebas de tratabilidad	M. en I. Georgina Fernández Villagómez
	10:00 a 12:00 hrs.	Biodiscos	Ing. David Gómez Salas
			Ing. Robert Ryall
	12:00 a 13:00 hrs.	Zanjas de oxidación	Ing. David Gómez Salas
	14:30 a 16:30 hrs.	Manejo de lodos	M. en I. José Luis Torrescano España
	16:30 a 18:30 hrs.	Tratamiento	M. en I. José Luis Torrescano España
Viernes 3 de abril	9:00 a 13:00 hrs.	Tratamiento terciario	M. en I. Héctor Mendoza Márquez
	14:30 a 15:30 hrs.	Desinfección	M. en I. Georgina Fernández V.
	15:30 a 17:30 hrs.	Reuso de aguas residuales	M. en I. Ana Elisa Silva M.
	17:30 a 18:30 hrs.	Legislación	Profr. E. Ortiz
Sábado 4 de abril	9:00 a 13:00 hrs.	Demostración de laboratorio	M. en I. Baltazar Lucero Ramírez



12

12

## EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

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

**FECHA:** 30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992

**LUGAR:**

**PARA:**

	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	PROMEDIO
1	SITUACION ACTUAL					
2	GENERACION					
3	CARACTERIZACION					
4	REJILLAS					
5	DESARENADORES					
6	HOMOCENEIZACION					
7	SEDIMENTACION					
8	FLOTACION					
9	TRATAMIENTO BIOLÓGICO					
10	MICROBIOLOGIA APLICADA					
11	LODOS ACTIVOS					
12	SELECCION DE LOS PROCESOS					
13	LAGUNAS DE ESTABILIZACION					
14	FILTROS ROCIADORES					
15	LAGUNAS AEREADAS					
<b>EVALUACION TOTAL:</b>						

Escala de evaluación: 1 a 10

# EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

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

CURSO: TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

FECHA: 30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992

TEMA		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
16	PRUEBAS DE TRATABILIDAD					
17	BIODISCOS					
18	ZANJAS DE OXIDACION					
19	MANEJO DE LODOS					
20	TRATAMIENTO					
21	TRATAMIENTO TERCARIO					
22	DESINFECCION					
23	REUSO DE AGUAS RESIDUALES					
24	LEGISLACION					
25	DEMOSTRACION DE LABORATORIO					
ESCALA DE EVALUACION : 1 a 10						

# EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

(1)

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

**FECHA:** 30 de marzo al 4 de abril de 1992

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
<b>CONFERENCISTA</b>					
1	DR. PEDRO MARTÍNEZ PEREDA				
2	M. EN I. BALTAZAR LUCERO RAMIREZ				
3	M. EN I. GASTON MENDOZA GAMEZ				
4	M. EN I. GABRIELA MOELLER CHAVEZ				
5	DR. VICENTE JONGUITUD FALCON				
6	M. EN I. ARNULFO PAZ SANCHEZ				
7	DR. JORGE AGUIRRE MARTINEZ				
8	M. EN C. EDMUNDO IZURIETA RUIZ				
9	M. EN I. GEORGINA FERNANDEZ VILLAGOMEZ				
<b>ESCALA DE EVALUACION : 1 a 10</b>					

# EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

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

**FECHA:** 30 de marzo al 4 de abril de 1992.

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
<b>CONFERENCISTA</b>					
10	ING. DAVID GOMEZ SALAS				
11	ING. ROBERT RYALL				
12	M. EN I. JOSE LUIS TORRESCANO ESPAÑA				
13	M. EN I. HECTOR MENDOZA MARQUEZ				
14	M. EN I. ANA ELISA SILVA M.				
15	PROFR. E. ORTIZ				
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 CURSO	
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 DI  
VISION DE EDUCACION  
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES  
ANUNCIO TITULADO DI  
VISION DE EDUCACION  
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,  
TELEFONO, VERBAL,  
ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERIA UNAM "LOS  
UNIVERSITARIOS HOY"

GACETA  
UNAM

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

AUTOMOVIL  
PARTICULAR

METRO

OTRO MEDIO

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

---

---

---

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI

NO

5.a. ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

---

---



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

---



---



---

7.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

8.- 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 COMIDAD)	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.
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
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
<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

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

---



---



---

10.- Otras sugerencias:

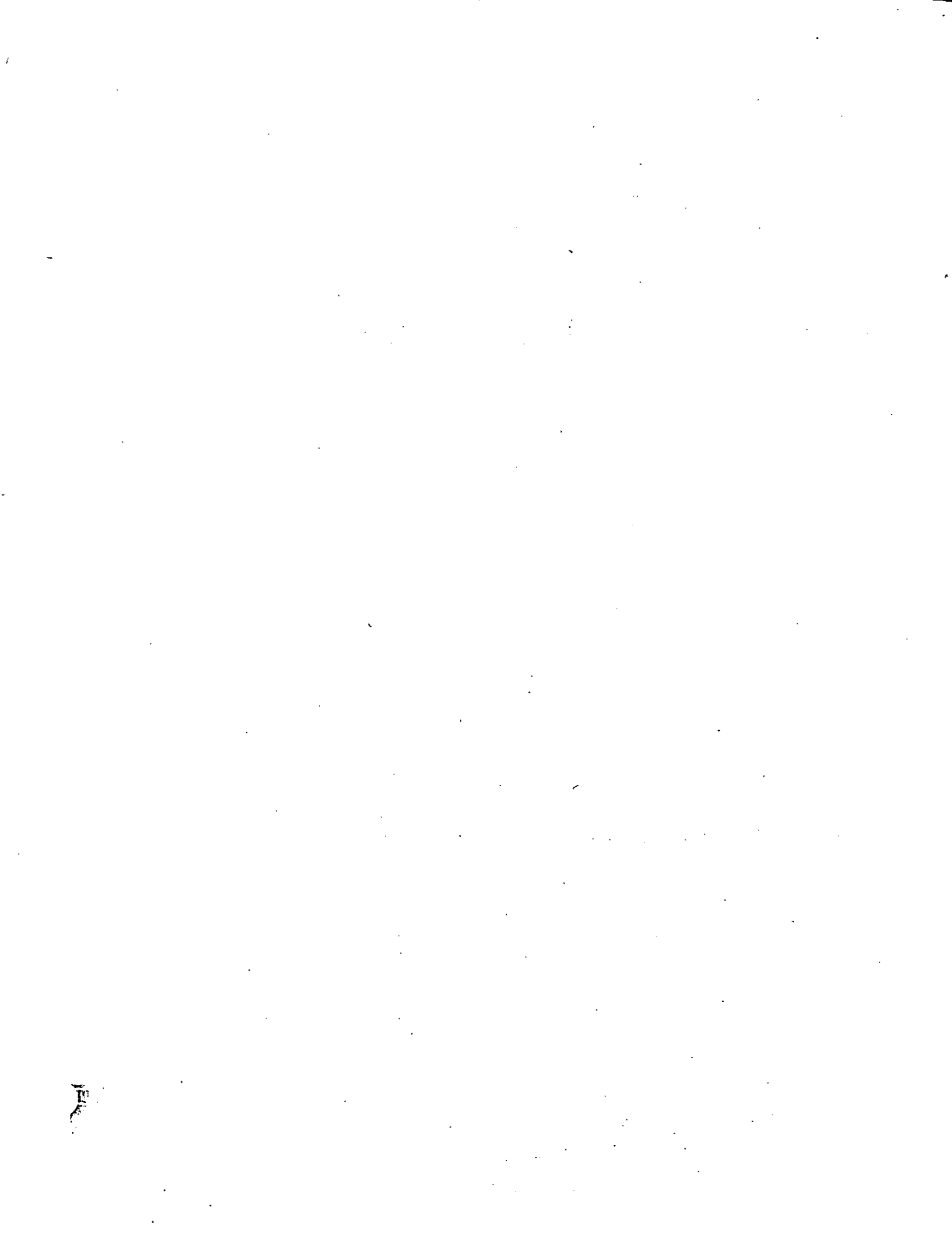
---

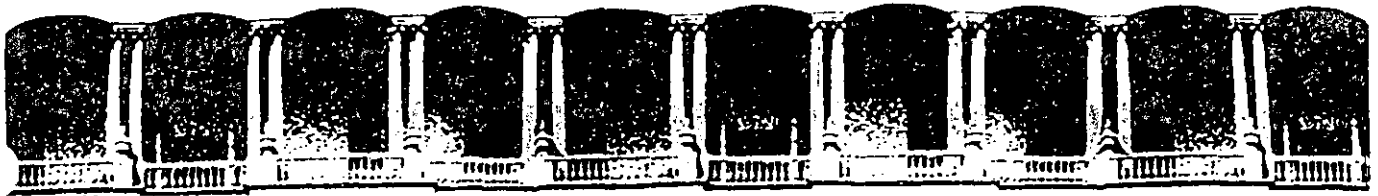


---



---





**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*

*30 de marzo al    de abril de 1992*

*PROCESO DE TRATAMIENTO BIOLOGICO CON  
MICROORGANISMOS EN SUSPENSION*

*DR. VICENTE JONGUITUD FALCON*

*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 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 + O<sub>2</sub> ----> CO<sub>2</sub> + H<sub>2</sub>O + 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 proceso 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 aerado, 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 períodos 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, Thiobrix, 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 incrementando 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.

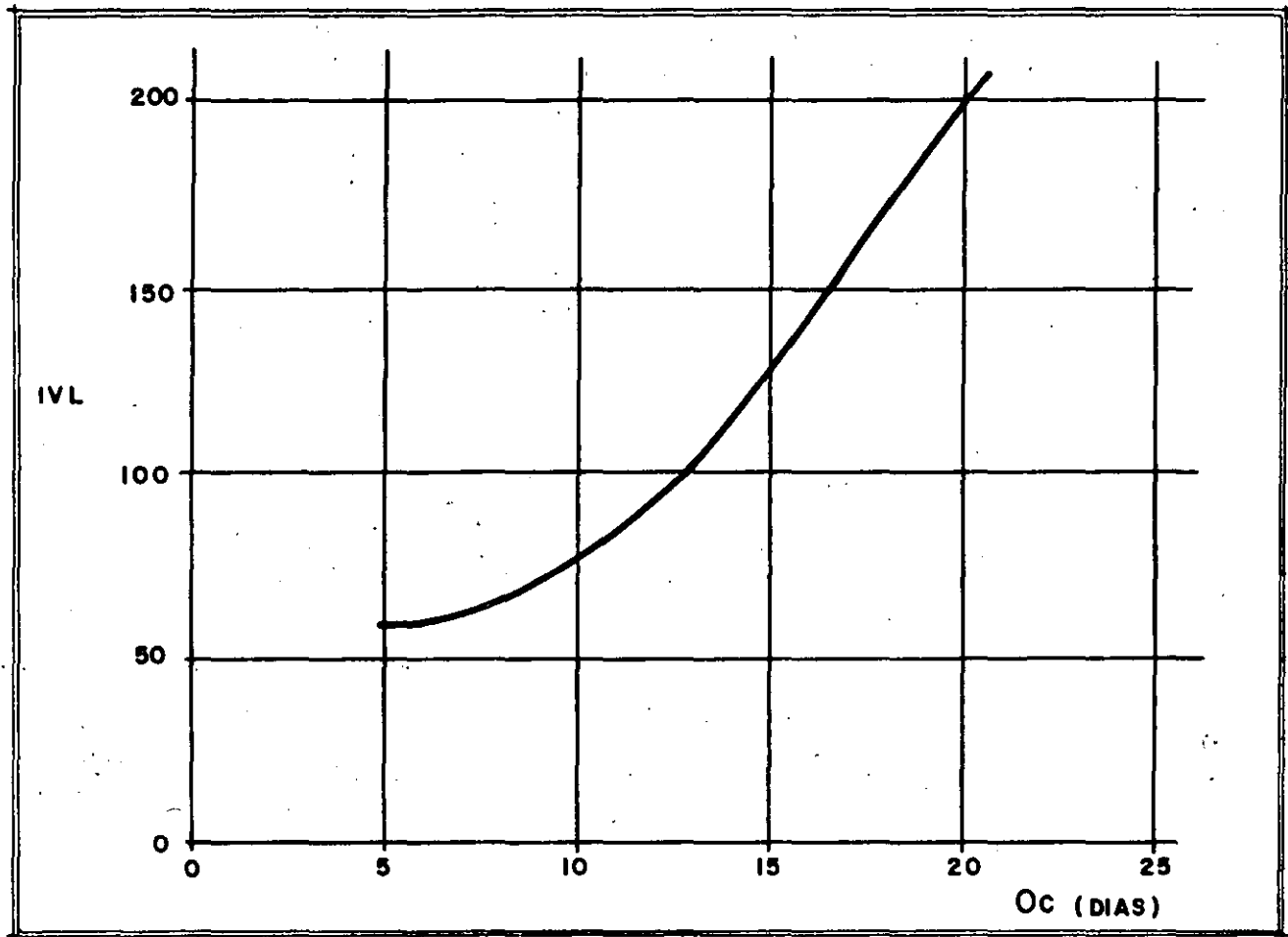


FIG-2 TIEMPO DE RETENCION CELULAR CONTRA INDICE VOLUMETRICO DE LODOS.

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 mucho 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 la 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.

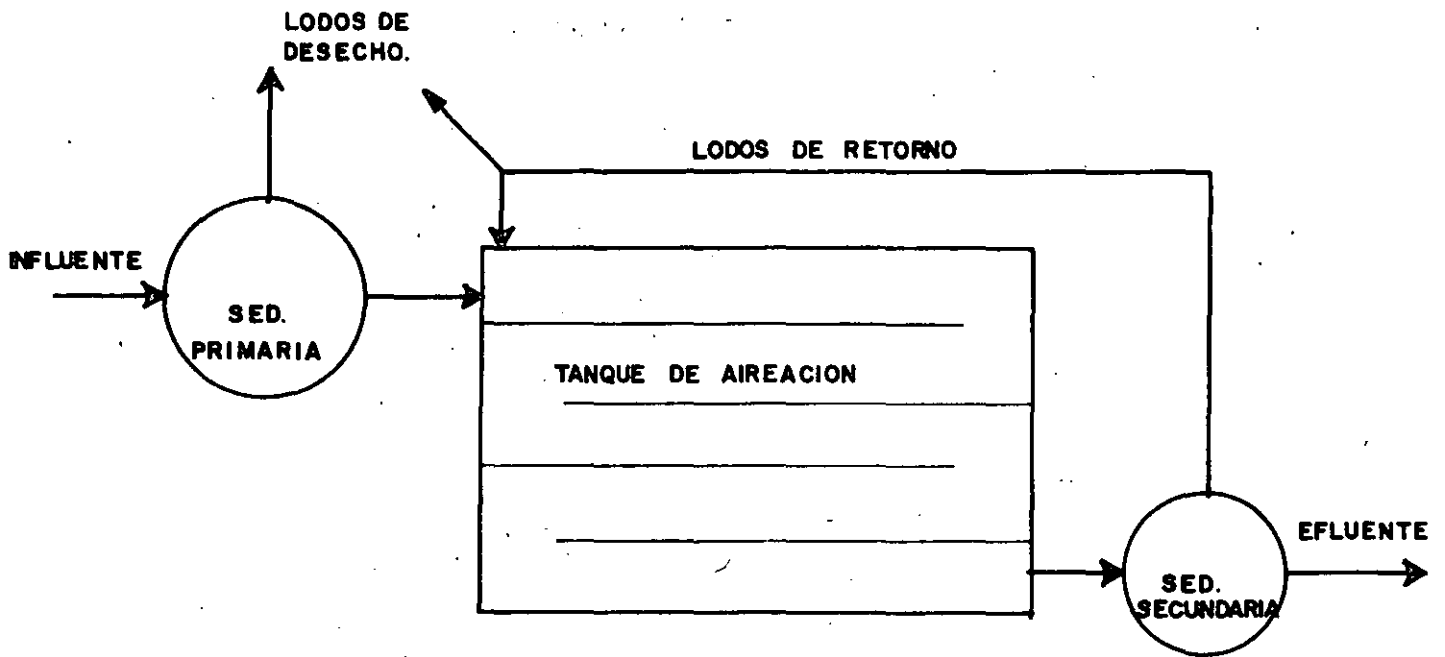


FIG.-3 SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL.

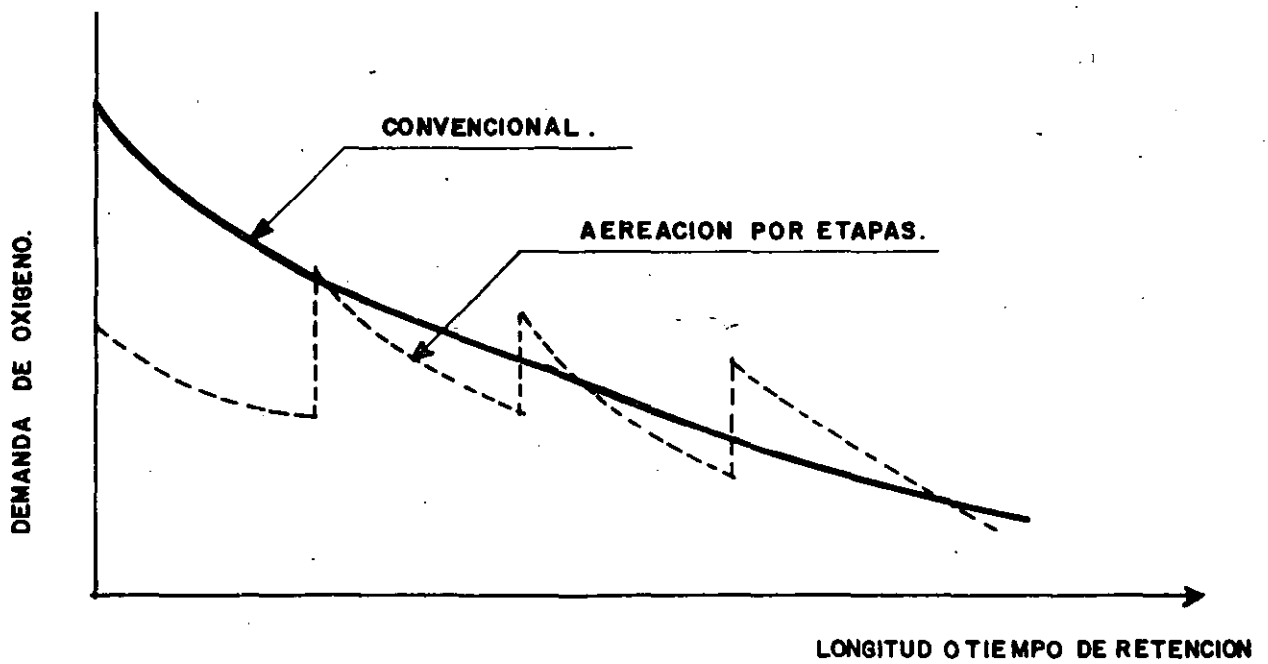


FIG.-4 DEMANDA DE OXIGENO EN EL PROCESO DE LODOS.

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 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/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.

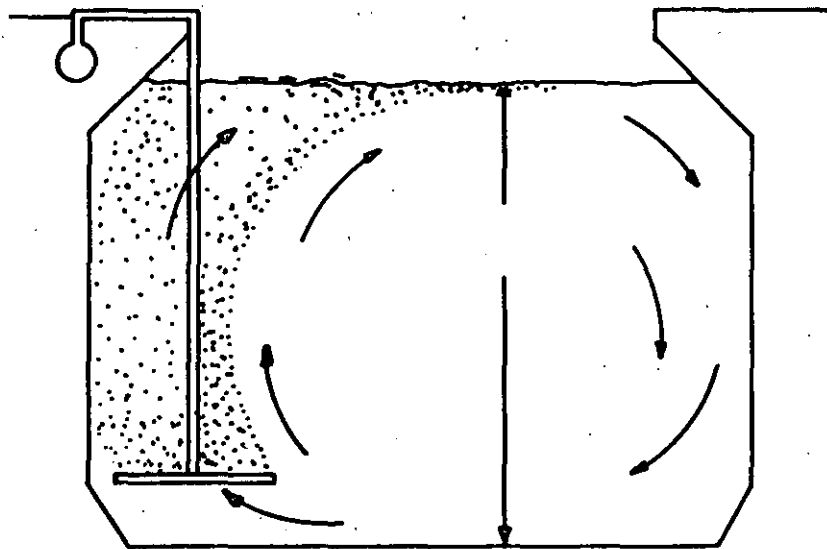


FIG-5 CORTE TRANSVERSAL DEL REACTOR BIOLÓGICO EN UN PROCESO DE LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL.

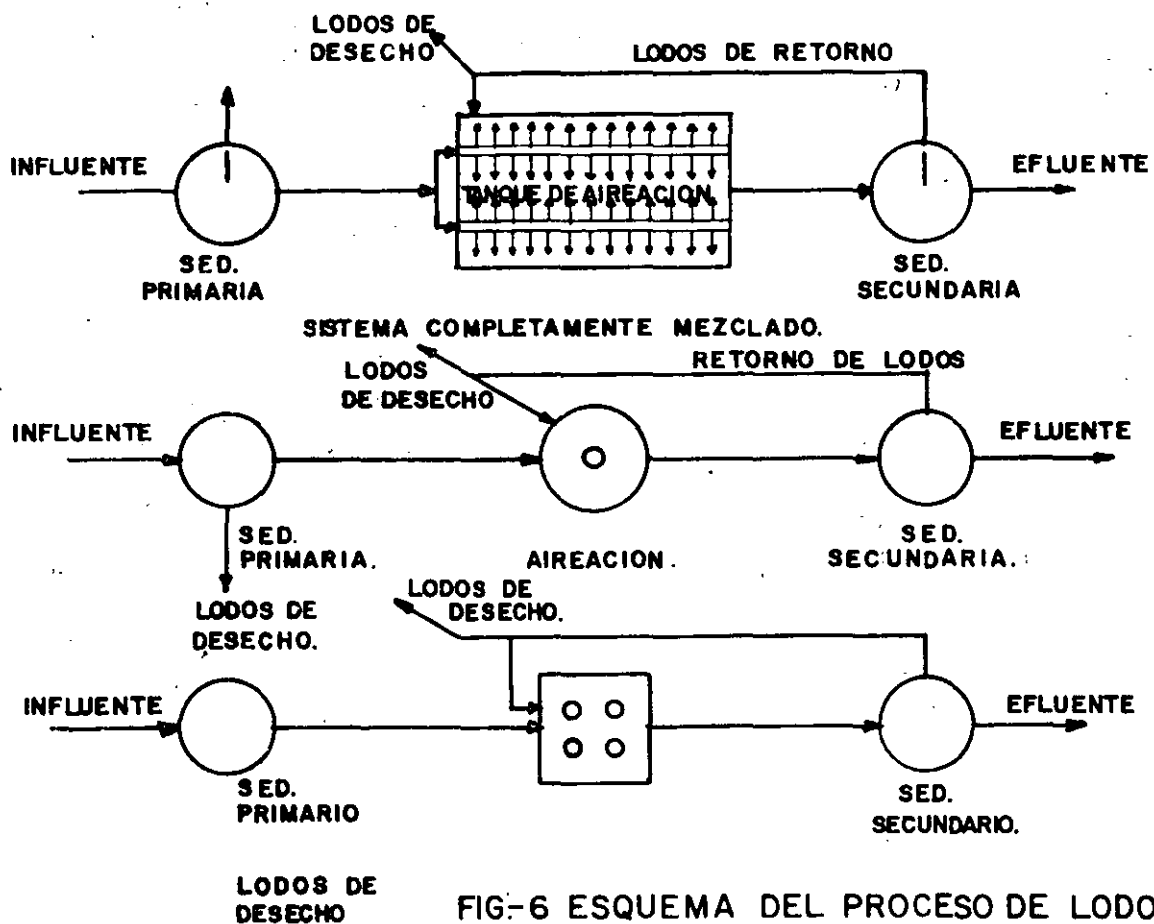


FIG-6 ESQUEMA DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS COMPLETAMENTE MEZCLADOS.

### 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.

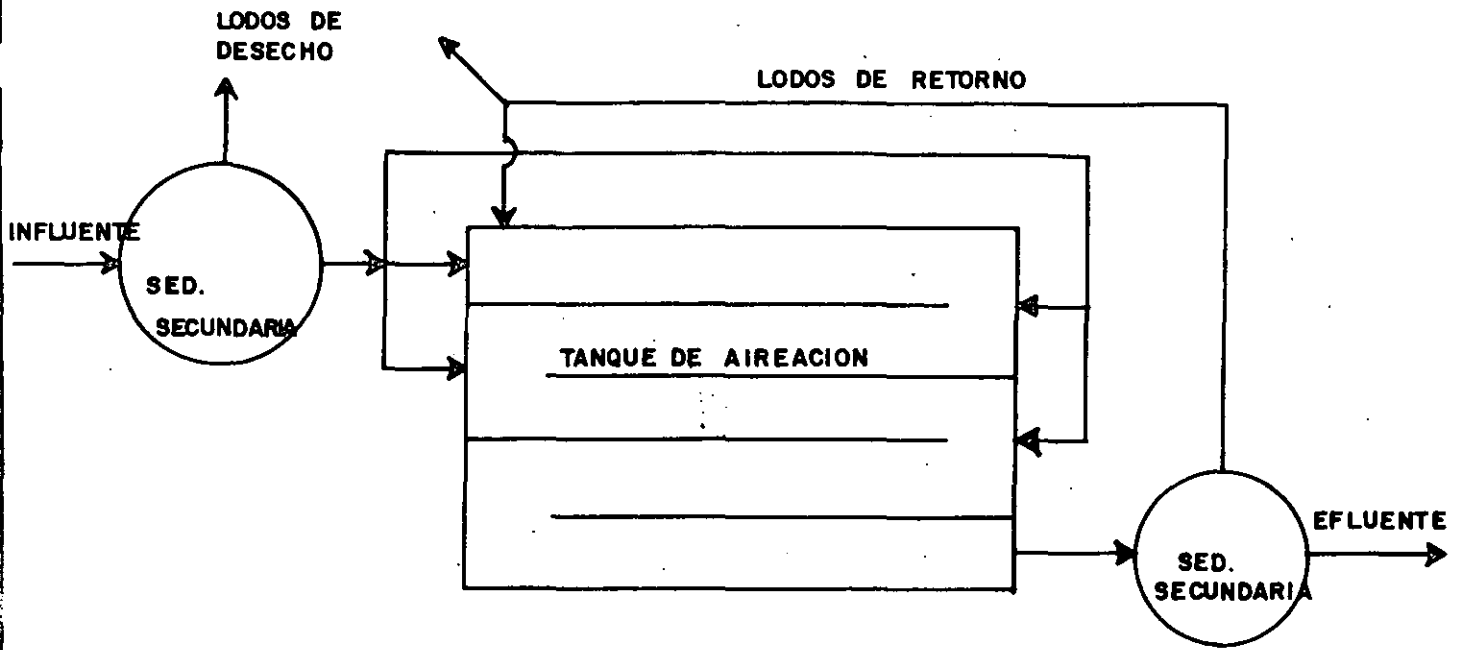


FIG- 7 ESQUEMA DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS CON DIRECCION POR ETAPAS.

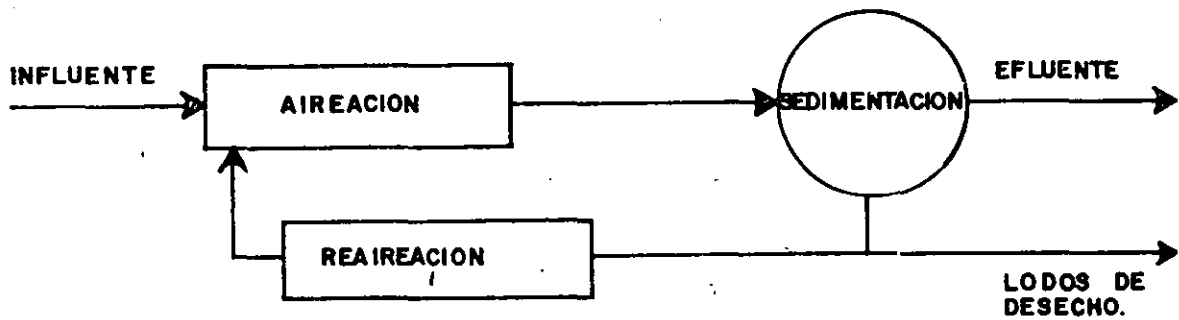


FIG- 8 ESQUEMA DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS CON ESTABILIZACION POR CONTACTO.



## Aereación extendida

El proceso de lodos activados en su modalidad de aereación extendida es posiblemente uno de los sistemas más 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 restringio 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 m<sup>3</sup>/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 por 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 por 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. aeradas c/sed. sec.	Zanjas de oxidación c/sed. sec.	Lag. Fac sin aireación	Lag. Fac con aireación	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

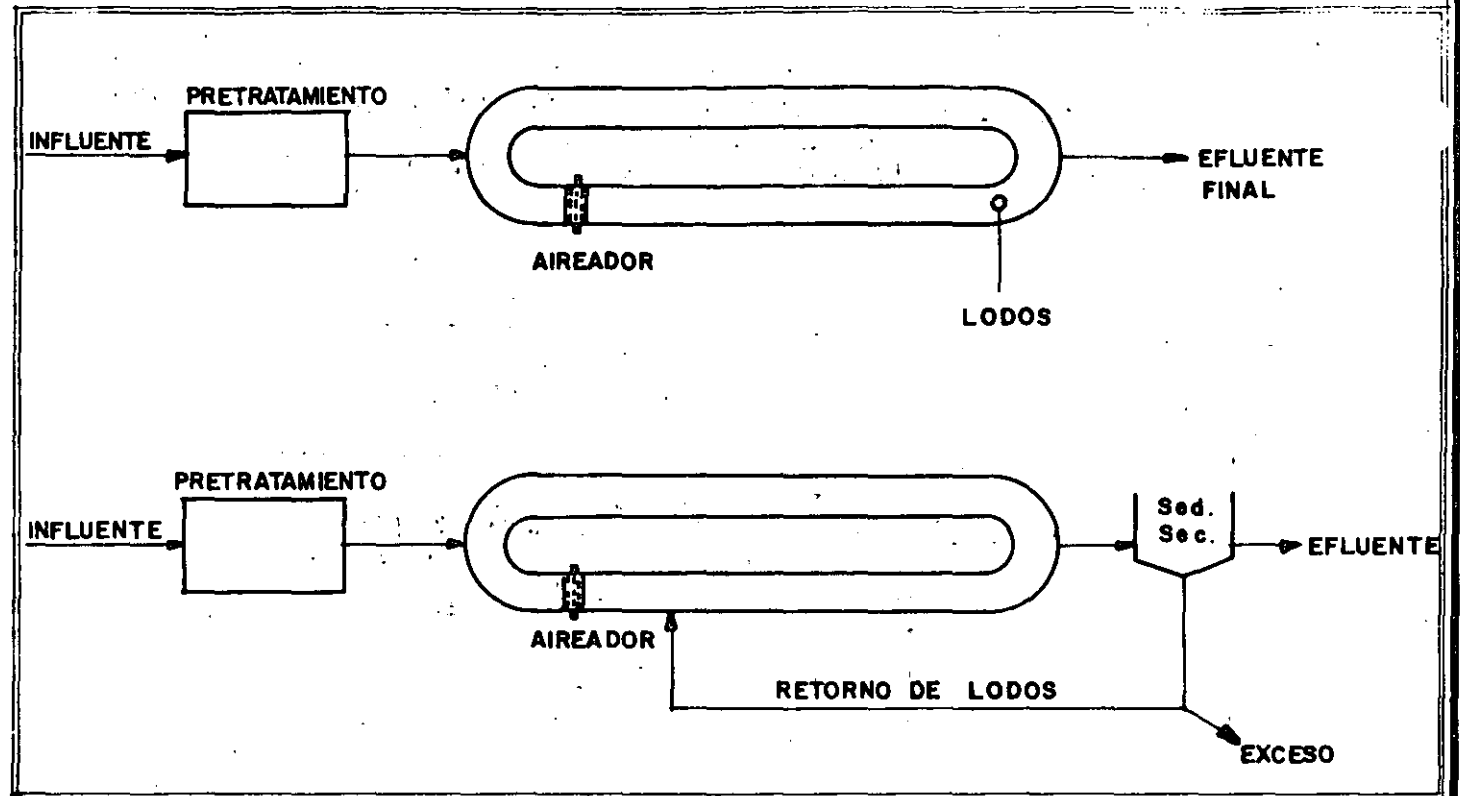


FIG-9 DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL PROCESO DE ZANJAS DE OXIDACION.

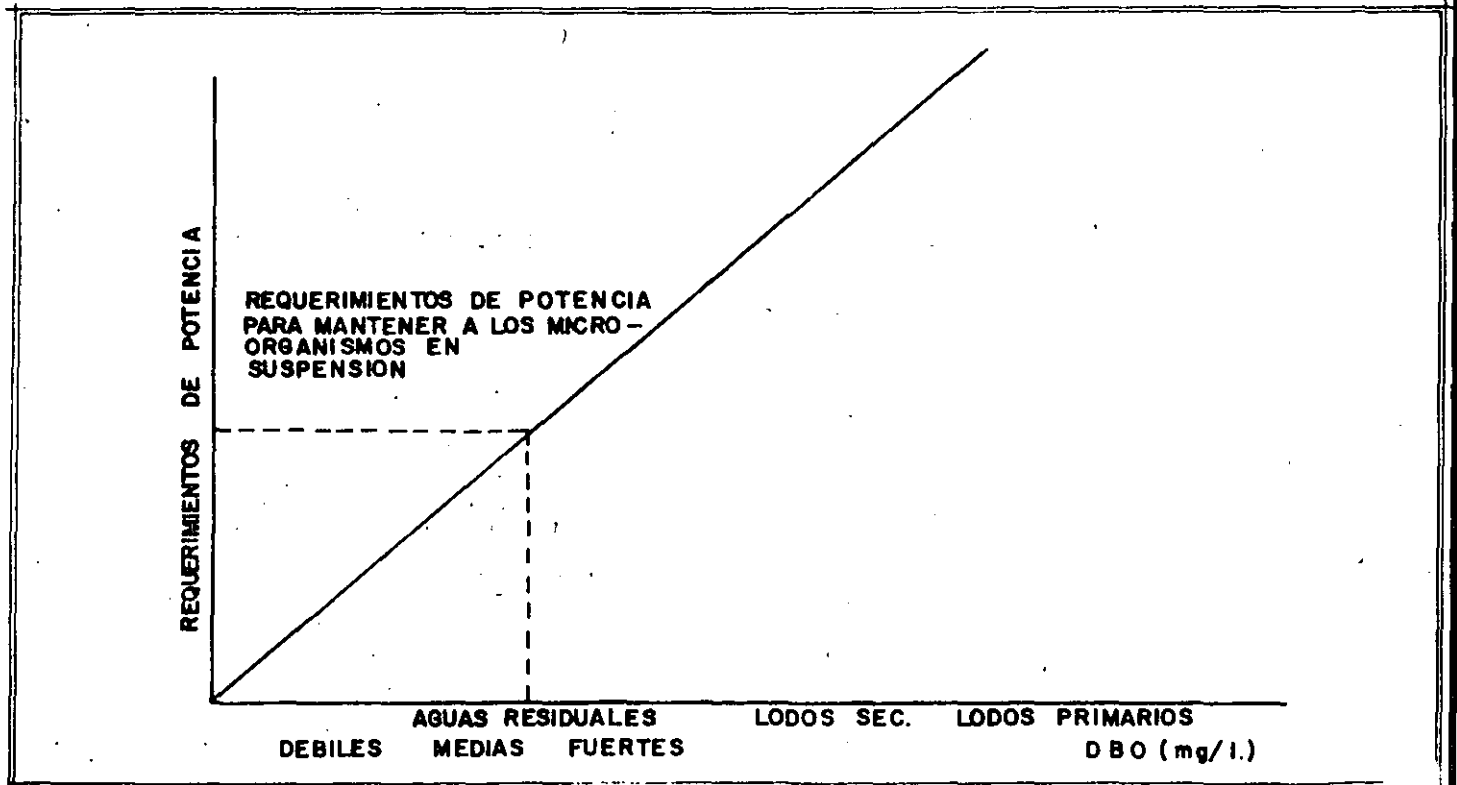


FIG:10 RELACION ENTRE POTENCIA REQUERIDA Y CONCENTRACION DE MATERIA ORGANICA DEGRADABLE EN EL DESECHO.

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  $\text{mg/l.h.}$

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

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

$A_x$  = 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 m<sup>3</sup>/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 proliferación 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,  $O_c$  normal para sistemas de lodos activados convencional, completamente mezclados, etc., tienen las mejores propiedades de compactación. Los flóculos biológicos con  $O_c$  superiores a doce días aumentan su índice volumétrico de lodos (IVL) directamente con el incremento de  $O_c$  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 desalajo 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  $O_c$  reducidos.



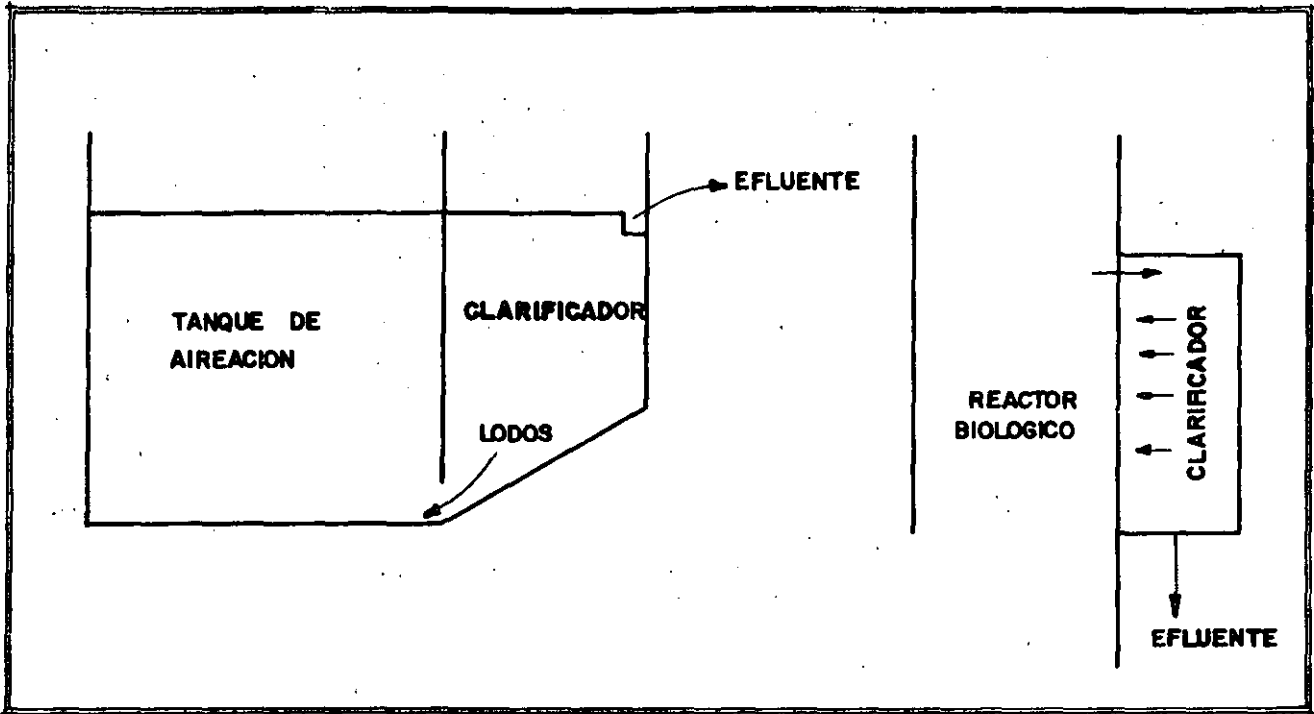
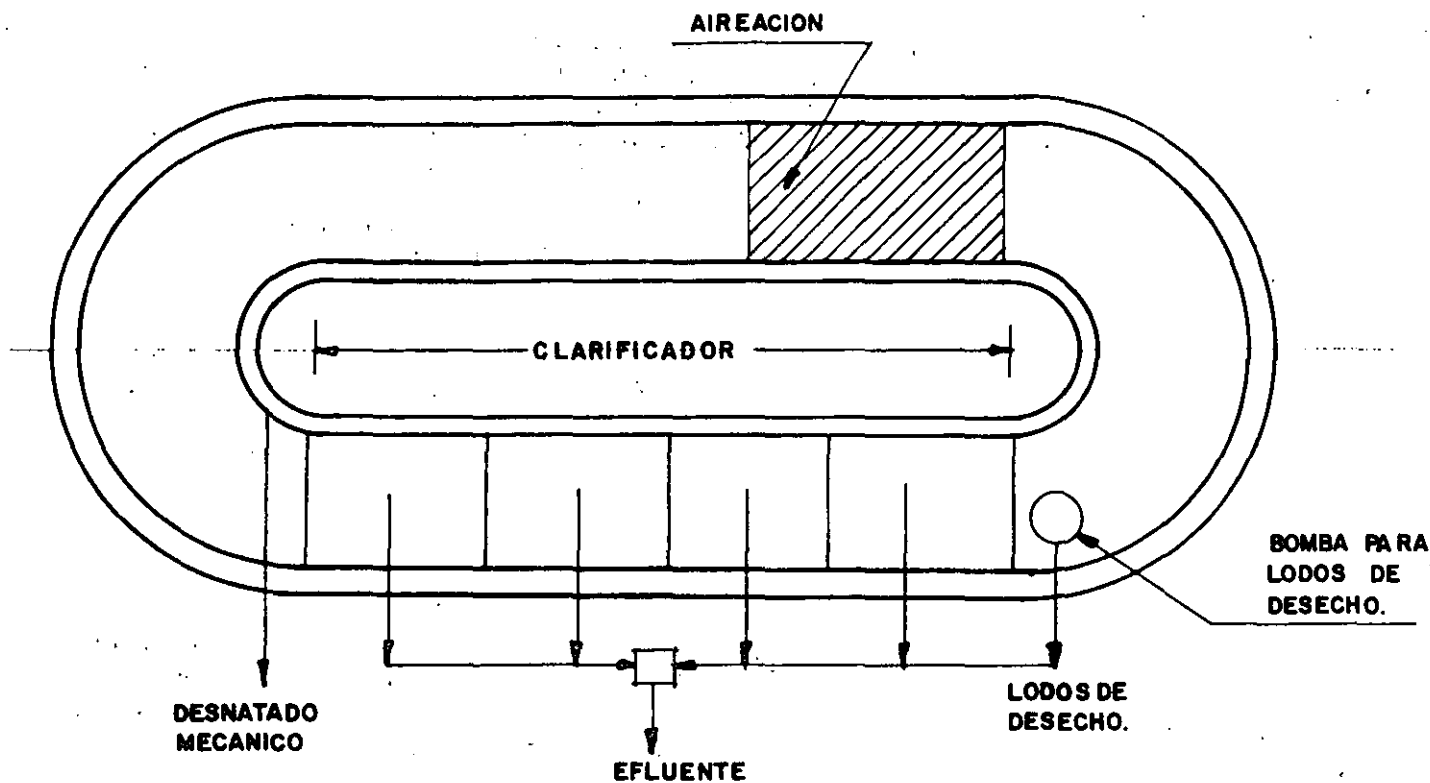
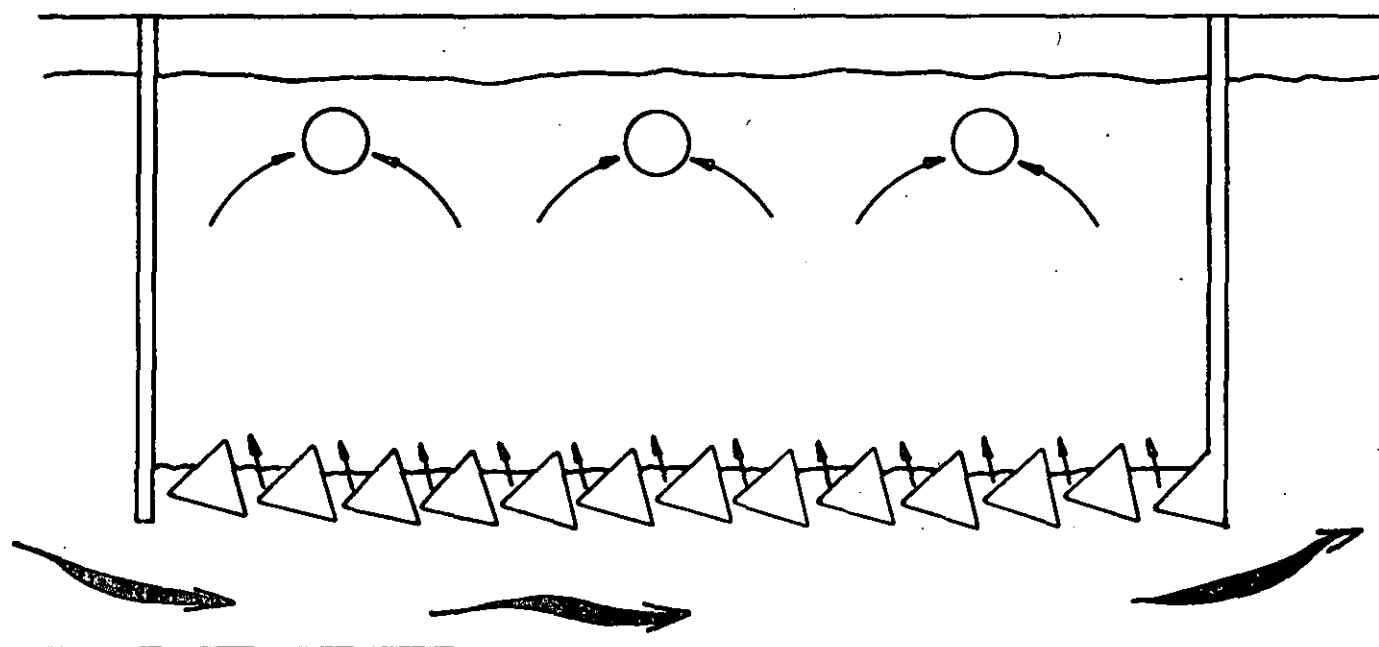


FIG. II REPRESENTACION ESQUEMATICA DE SISTEMA DE ZANJAS DE OXIDACION CON CLARIFICADOR, RETORNADO LOS LIDOS DIRCTAMENTE AL REACTOR BIOLÓGICO.



**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 polifera 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 filamentosos 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 <sub>2</sub> /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 <sup>3</sup>
SSLM -	Sólidos suspendidos del licor mezclado.	- 3000 a 8000 mg/l
F/M -	Relación comida-microorganismos	- 0.03 - 0.10

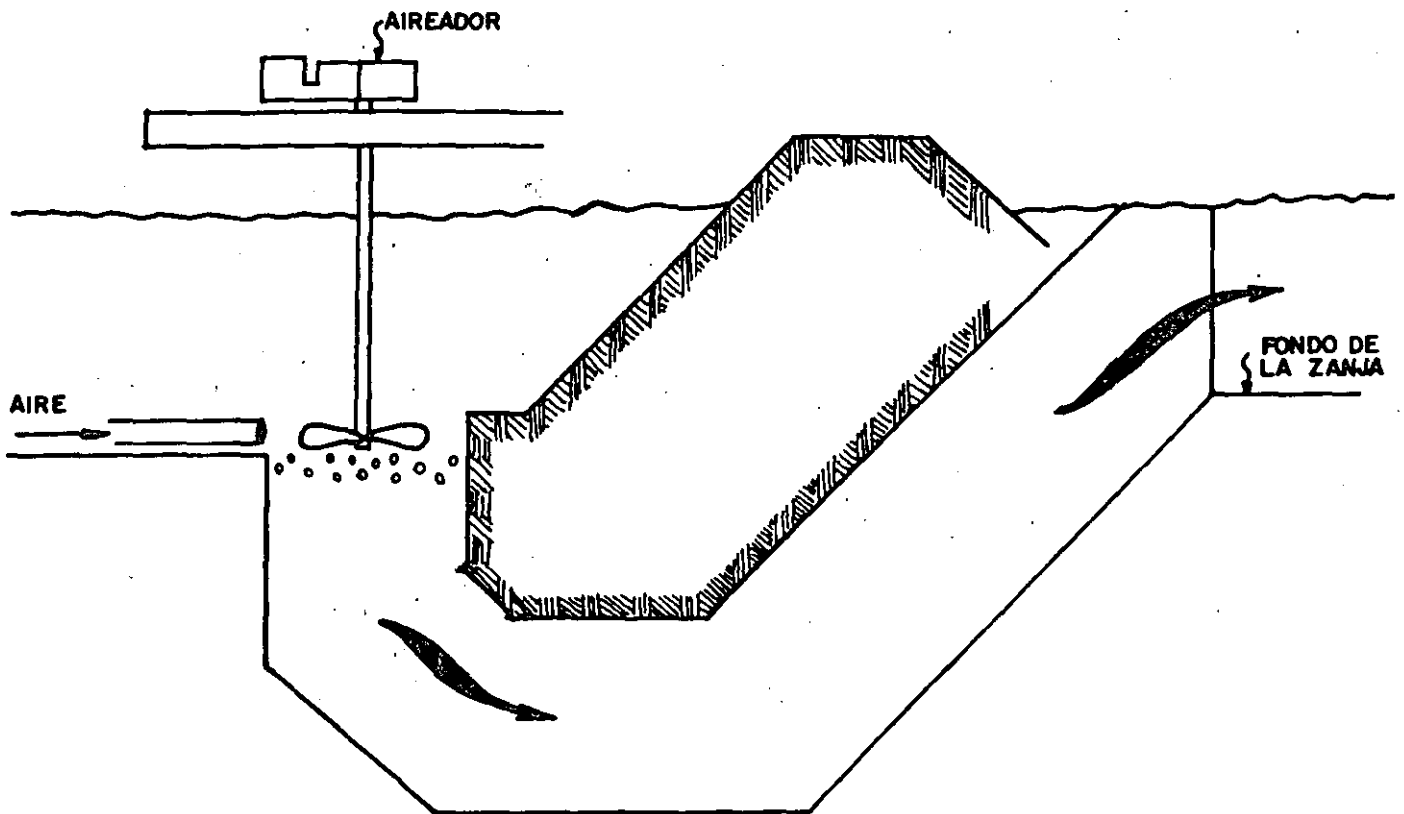


FIG-13 SISTEMA DE AIREACION CON CONDUCTO SUBTERRANEO.

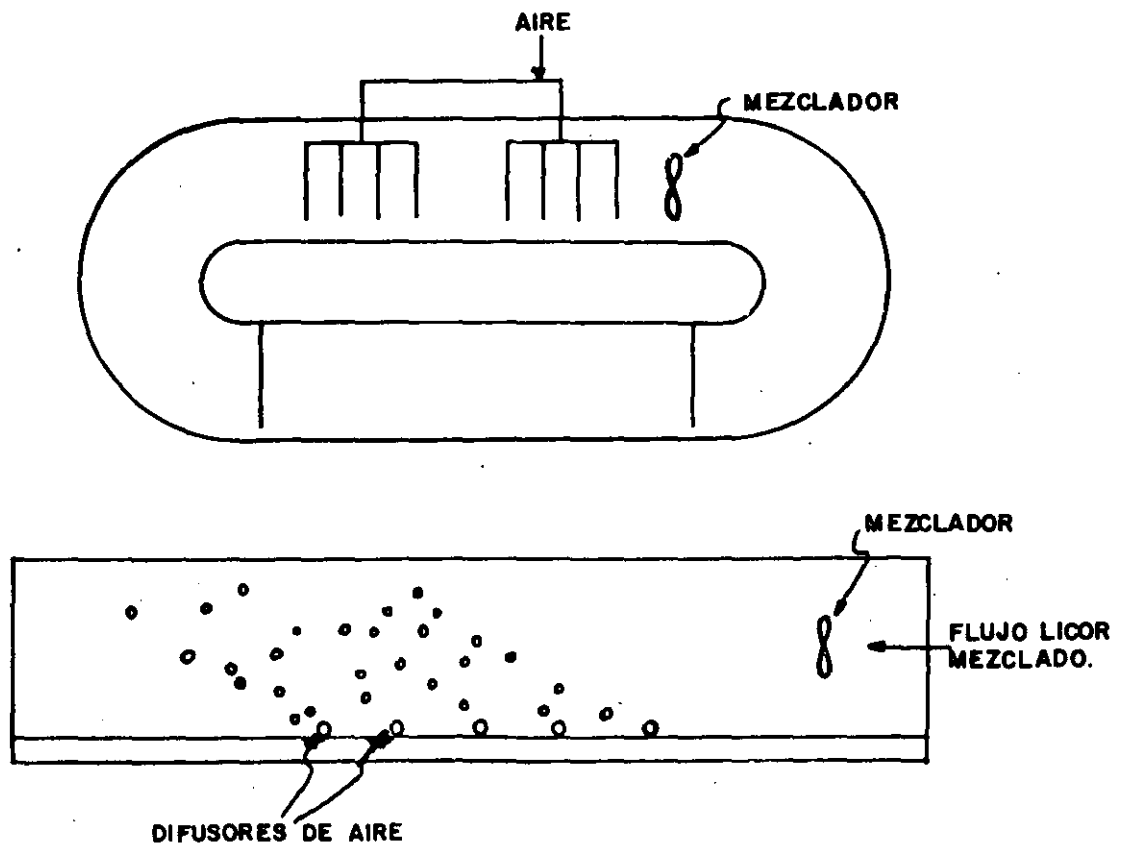


FIG-14 AIREACION DE FLUJO HORIZONTAL (REF. 4).

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.

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

$$F = F_0 e^{-k_1 t}$$



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  $Q$

$$F_i = F + F k_m t$$

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

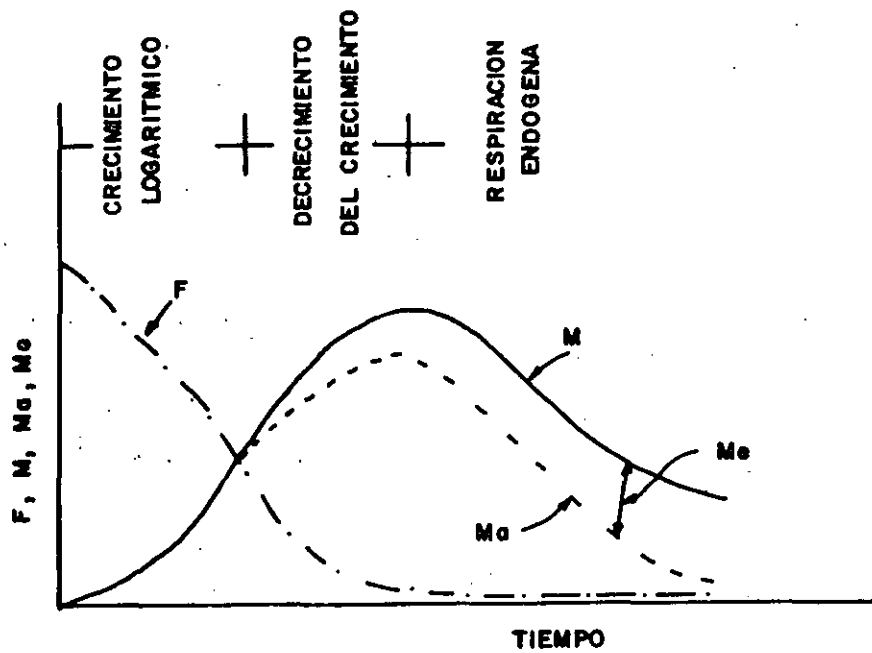
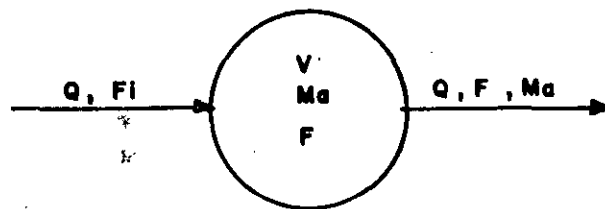


FIG-15 COMPORTAMIENTO BIOLÓGICO EN UN REACTOR BATCH.



**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.

$$ksFV = QMa + keMaV$$

$$Fkst = Ma + Maket$$

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

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

## 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.

$\frac{dO}{dt}$  Oxidación potencial de la comida-Equiv.en O<sub>2</sub> de las células  
-----  
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

$$QF_i = F + k_m FV$$

$$QF_i = QF + k_m FV$$

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

$$F_i = k_m F t + F$$

$Q_r$  = 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.

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

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

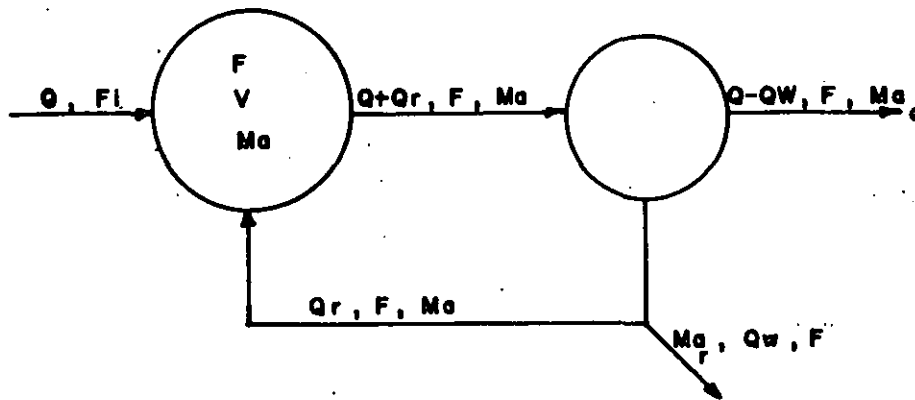
Evaluación de las constantes del sistema.

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 AFLUENTE.  
 $Ma$  = MASA DE MICROORGANISMOS EN LA RECIRCULACION.

FIG.-17 REACTOR CONTINUO COMPLETAMENTE MEZCLADO CON RECIRCULACION.

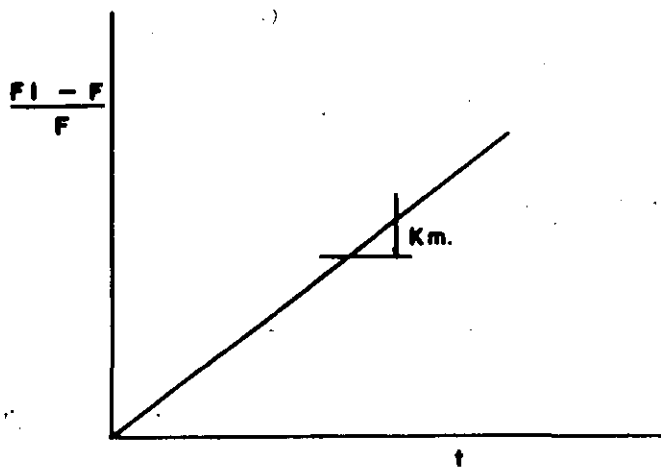


FIG.-18 DETERMINACION DE  $K_m$ .

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  $\theta$  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 l/s
DBO influente	= 220 mg/l
SS	= 200 mg/l
SSV	= 180 mg/l
T prom. agua	= 16 grados centígrados.
SSVNB	= 60 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:

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

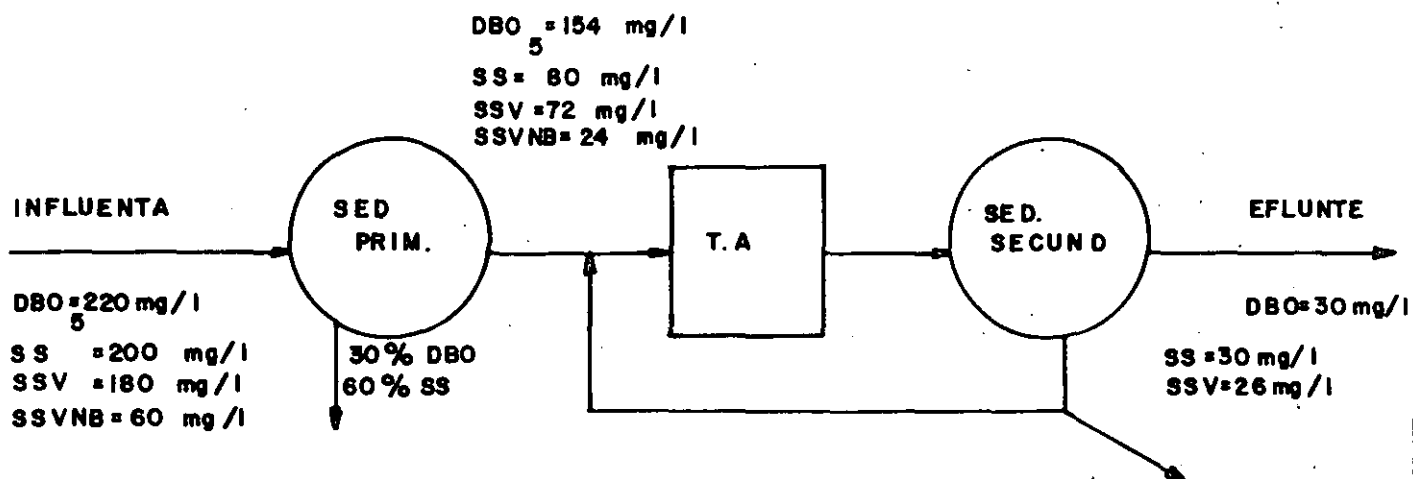


FIG.19 CONDICIONES DE OPERACION.

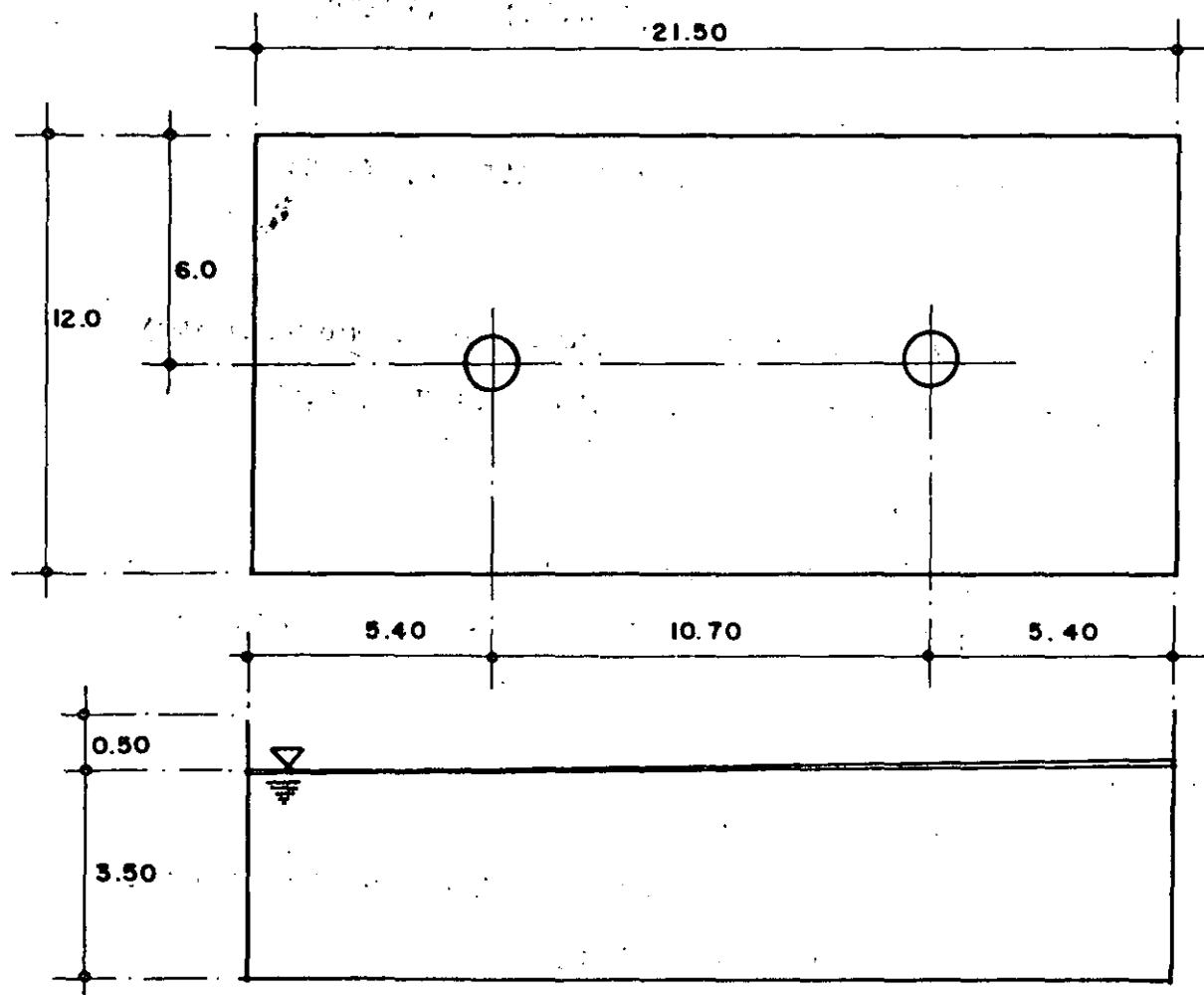


FIG-20 DIMENSIONES TANQUE AERACION.

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:

$$Ma = \frac{K_s F}{K_e + (1/t_s)} = Ma = \frac{(4.35) (9.2)}{(0.0174) + (1/120)}$$

La concentración de masa endógena:

$$Me = 0.2 K_e Ma t_s = 0.2 (0.0174) (1554.4) (120)$$

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

La concentración de masa inerte (orgánica no biodegradable)

$$Mi = Mi_{inf} (t_s/t) = 24 (120/2.51) = 1147.41 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inorgánica.

$$Mii = Mi_{inf} (t_s/t) + 0.1 (Ma + Me)$$

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

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 m<sup>3</sup>

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

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

Transferencia de O<sub>2</sub> - aproximadamente 1 - 1.4 kg O<sub>2</sub>/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 O<sub>2</sub> - 0.352 HP/m<sup>3</sup>. 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%

$$Q = 51.84 \text{ m}^3/\text{día}$$

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

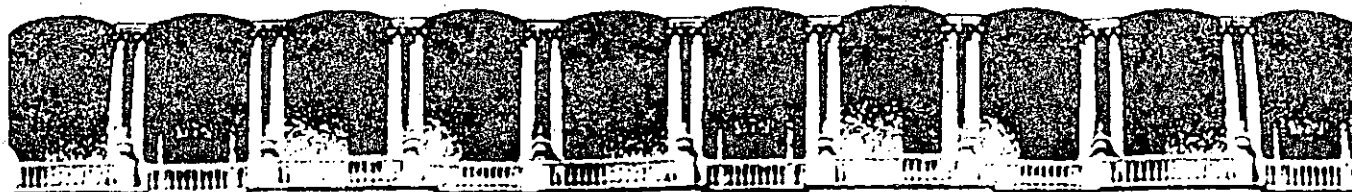
$$= 1429.02 \text{ kg/día}$$

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

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*

*30 de marzo al 4 de abril*

*DESARENADORES, TEORIA Y DIMENSIONAMIENTO*

*M. en I. Baltazar Lucero Ramírez*

*PALACIO DE MINERIA*



# DESARENADORES, TEORIA Y DIMENSIONAMIENTO

M en J BALTAZAR LUGERO RAMIREZ

## 1. INTRODUCCION

Los tanques desarenadores forman parte del tratamiento preliminar y se diseñan para eliminar la arena, aquí el termino arena incluye además, cascara 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 aerados, 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.

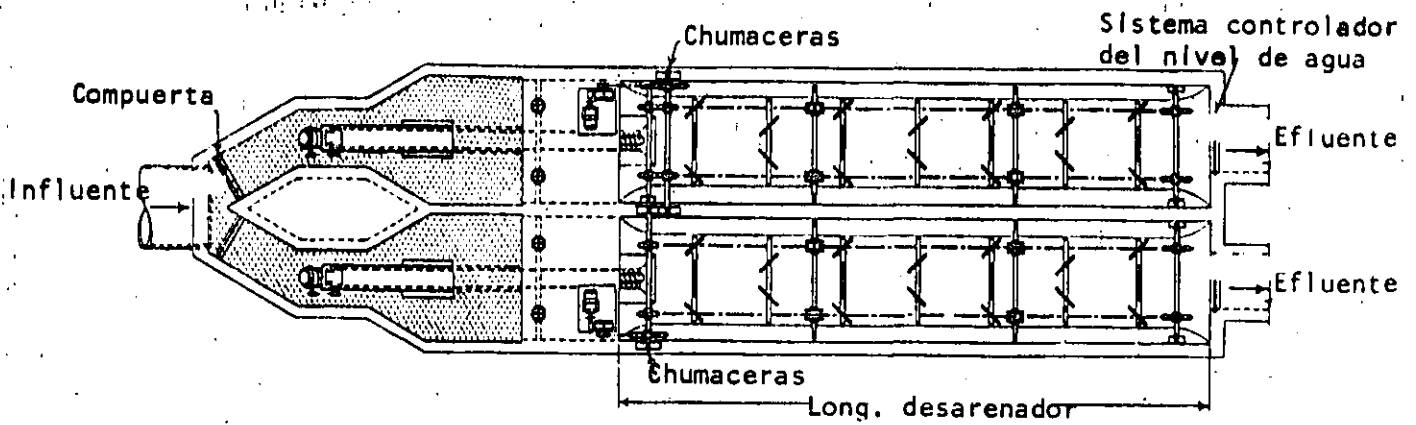
Los desarenadores aerados consisten en tanques sujetos a una aeración del tipo flujo en espiral donde la velocidad es controlada mediante sus dimensiones así como por la cantidad de aire suministrada a esa unidad.

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.

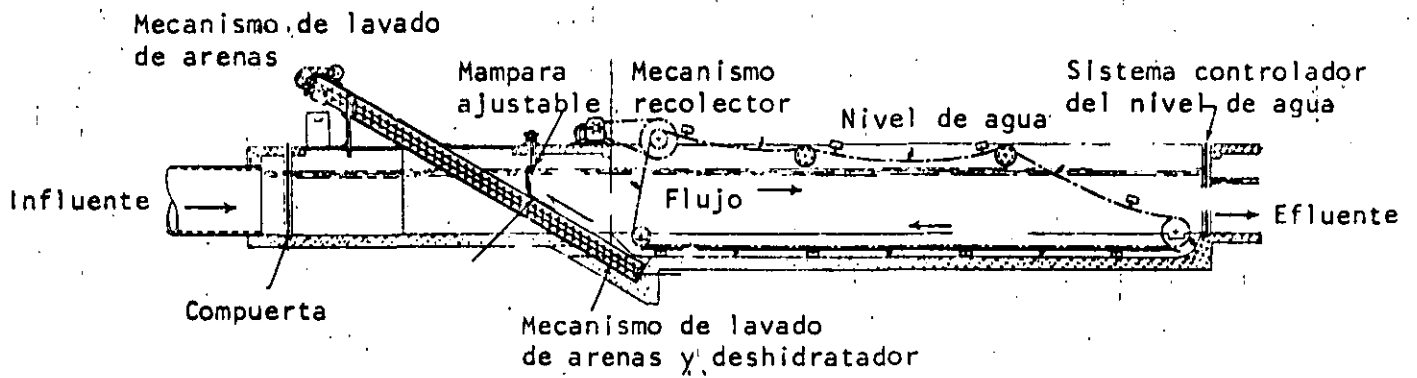
#### III.I Tanques desarenadores de flujo horizontal o velocidad controlada (Fig. 1).

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 <sup>***</sup> - 0.5L <sup>****</sup>	

\* 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 aerados (Fig. 2).

El excesivo desgaste del equipo de manejo de la arena y el descubrimiento de acumulaciones de ese material en los tanques de aireación fueron las causas que fomentaron el uso de los desarenadores aerados. 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 <sup>3</sup> /m de longitud por min.	0.15-0.45	0.3
Cantidades de arena, m <sup>3</sup> /1000 m <sup>3</sup>	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

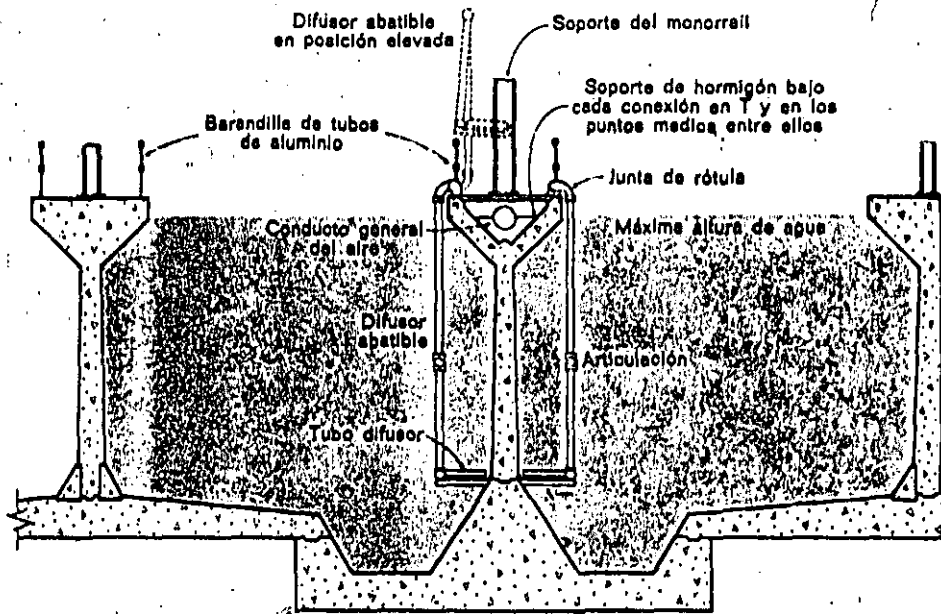


Figura 2. Sección transversal típica de un desarenador aerado

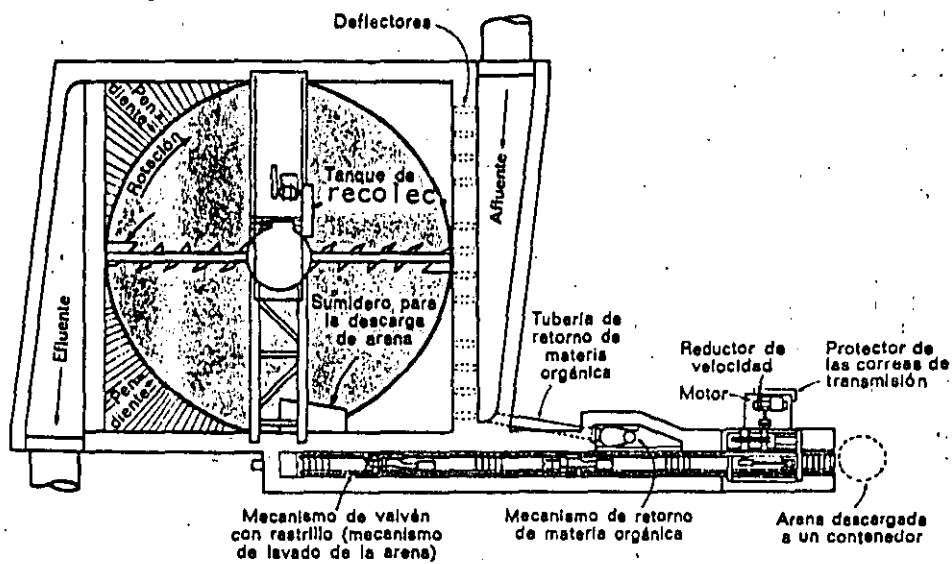


Figura 3. Desarenador de sección cuadrada o tanque de detritus

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 Sutro (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 Sutro 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 Sutro 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 Sutro

Q<sub>1</sub> = Gasto a través de la porción rectangular del vertedor Sutro

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.



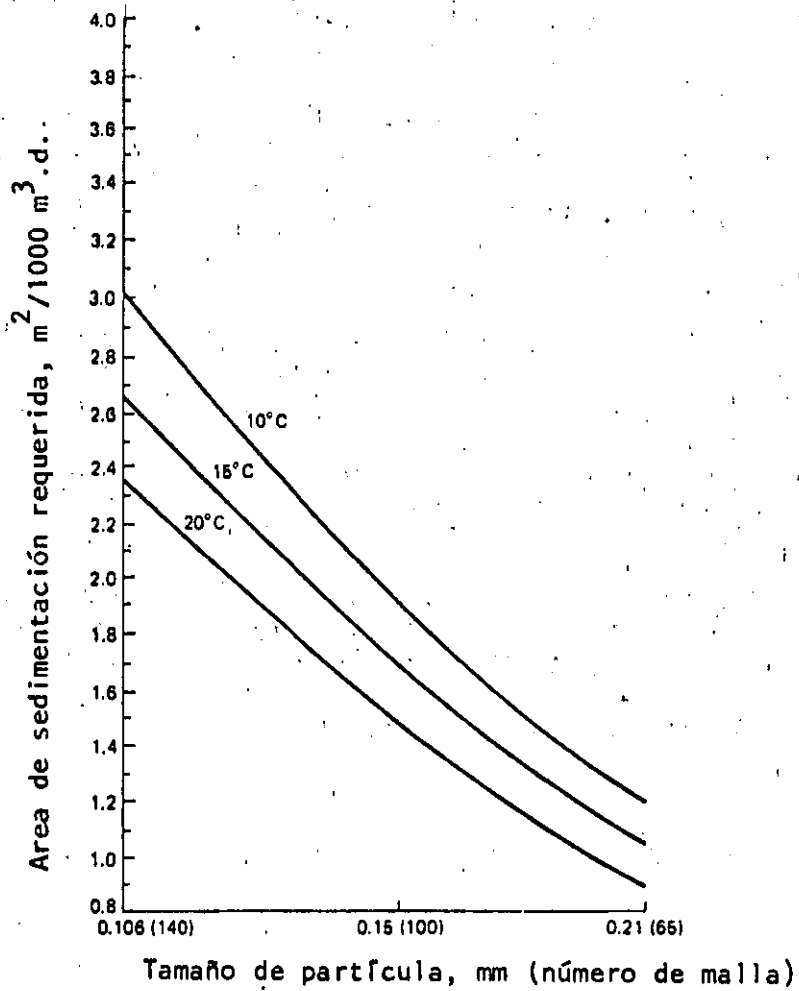


Figura 4. Area requerida por cada  $1000 \text{ m}^3$  de aguas residuales para la sedimentación de partículas con gravedad específica = 2.65 a las temperaturas indicadas.

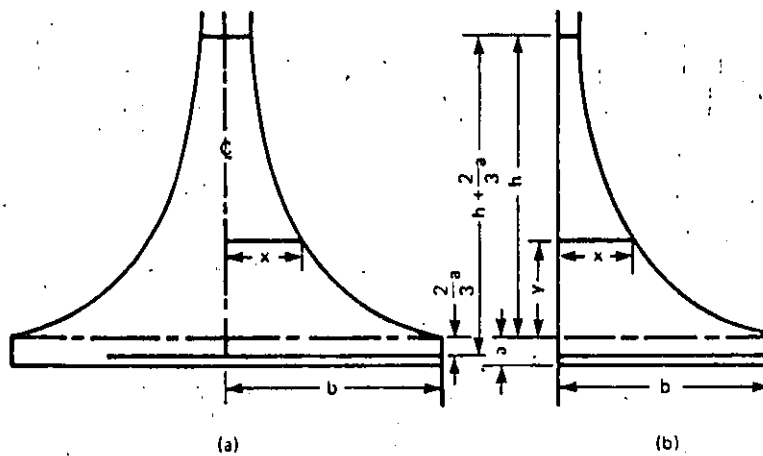


Figura 5. Elementos de un vertedor proporcional (a) y de un vertedor tipo Sutro (b)

## 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 carácter 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  $20^\circ\text{C}$  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  $20^\circ\text{C}$ . "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:

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

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:

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

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).

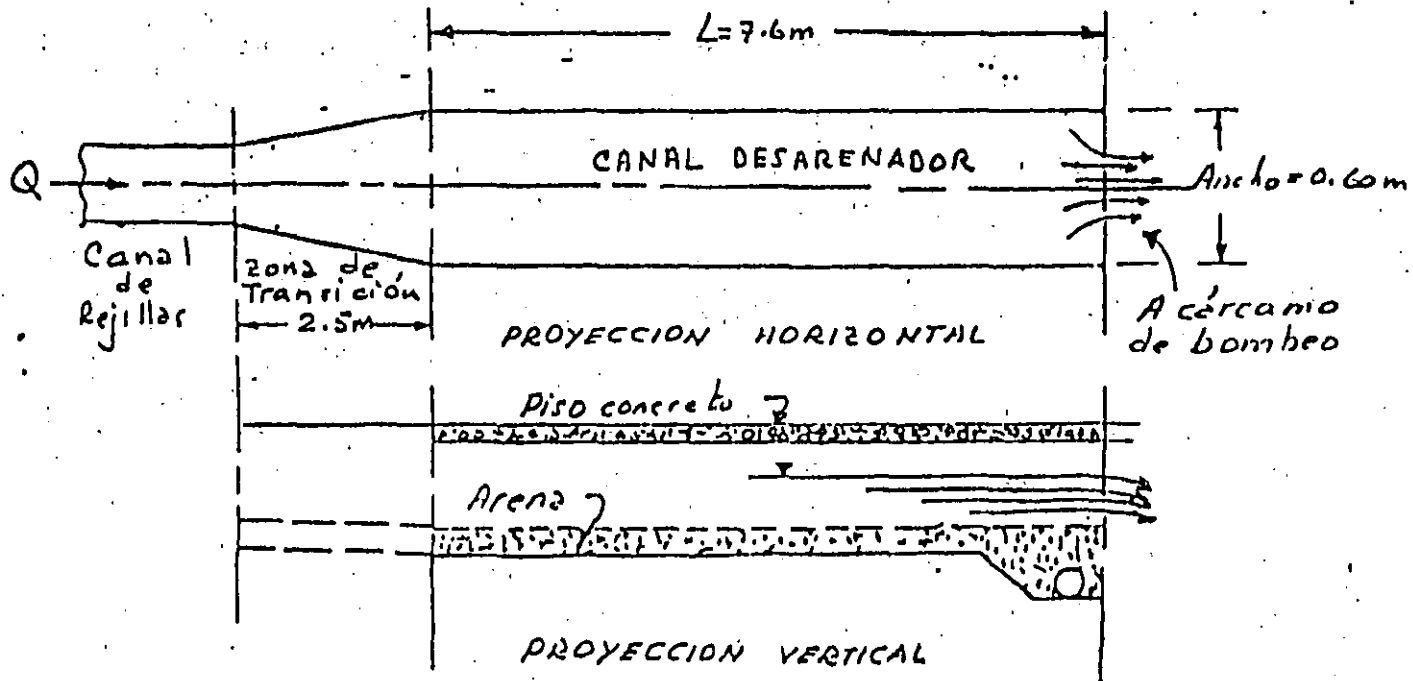


Figura 6 Desarenador del ejemplo VII.1

## 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 m

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

3. Determinar el requerimiento del suministro de aire. Suponer que 0.04 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup> por cada 1000 m<sup>3</sup> de aguas residuales:

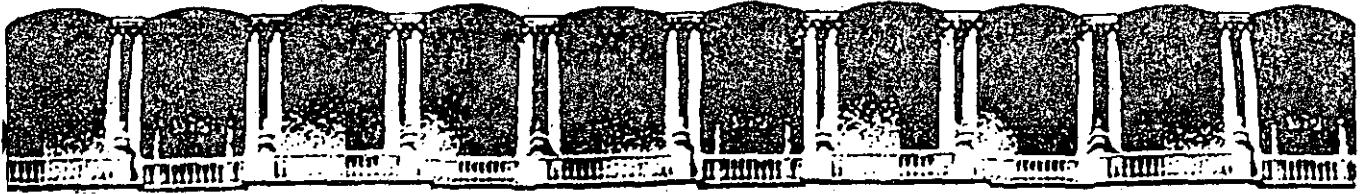
$$\begin{aligned}\text{Volumen de arena} &= (1.38 \text{ m}^3/\text{s}) \times 86400 \text{ s/d} \times 0.050 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3 \\ &= 5.96 \text{ m}^3/\text{d}\end{aligned}$$

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**

**CURSOS ABIERTOS**

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

30 de marzo al 4 de abril

**FILTROS ROCIADORES (Biofiltros)**

Ing. Edmundo Izurieta R.

**PALACIO DE MINERIA**

## 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 agua 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 agua 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  $\text{NH}_3$  y en las siguientes o profundas se forman los nitritos ( $\text{NO}_2$ ) y nitratos ( $\text{NO}_3$ ).

5. La selección de la profundidad del filtro dependerá de la carga orgánica que se aplique, expresada en kilogramos de  $\text{DBO}_5$  por metro cúbico ( $\text{m}^3$ ) 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 fórmula:

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

- L<sub>c</sub> = DBO<sub>5</sub> del efluente ( mg/l )
- L<sub>i</sub> = DBO<sub>5</sub> 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 fórmula:

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

- V = volumen ( acre/pie )
- G<sub>d</sub> = 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. Matemáticamente podría expresarse con la fórmula:

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

$S_e$  = DBO<sub>5</sub> del efluente (mg/l).

$S_o$  = DBO<sub>5</sub> 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/p<sup>2</sup> ).

$D$  = profundidad del filtro ( pies )

$C, n, m$  = coeficientes

La masa biológica dependerá del área y de la naturaleza del

material que constituye el filtro ( $\Lambda_v$ ).

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

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

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

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

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 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>/día, la carga superficial en m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día y la carga orgánica en Kg de DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>/día. Lógicamente, en el sistema inglés las unidades son las libras y frecuentemente el volumen en acre/pie ( un acre es 4,047 m<sup>2</sup>. 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 <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día 25-100 gal/pie <sup>2</sup> /día 1 - 5 MG/acre/día	0.08-0.4 kg/m <sup>3</sup> /día 5-25 lb/1000 p <sup>3</sup> /día 220-1100 lb/acre/pie/d.
Tasa alta	8-40 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día 200-1000 gal/p <sup>2</sup> /día 10-50 MG/acre/día	0.4-50 Kg/m <sup>3</sup> /día 25-300 lb/1000 p/día 1100-13000 lb/acre p/d

### Japón

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

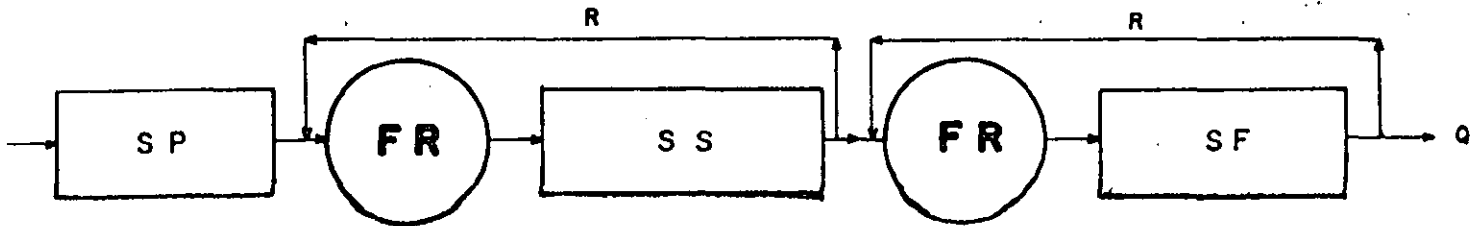
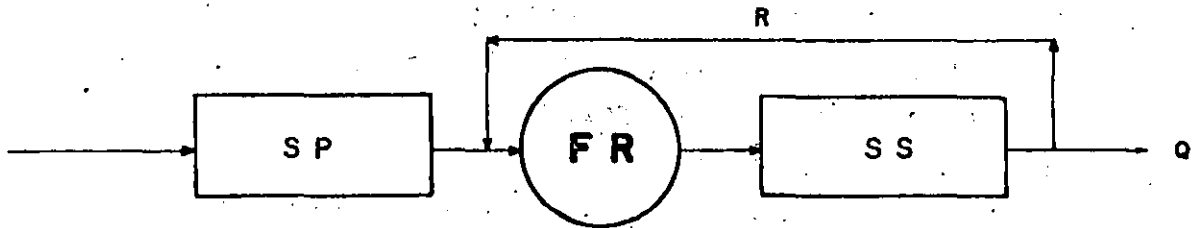
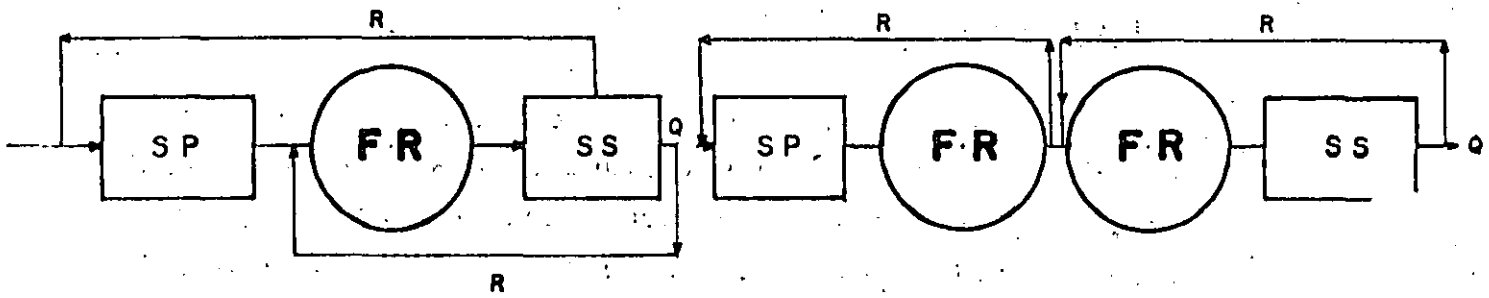
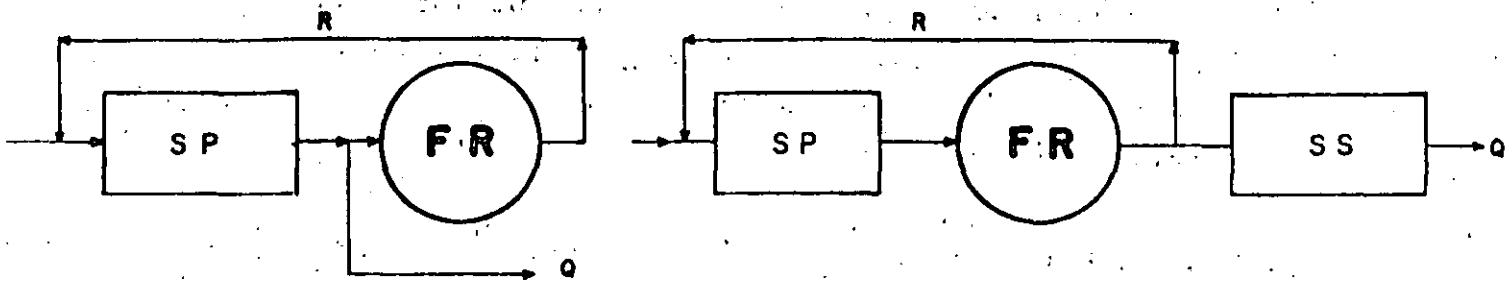
En los últimos años los filtros rociadores han dejado de ser la solución ideal para el tratamiento de las aguas residuales, a pesar de lo anterior son una buena solución para localidades pequeñas, instituciones y aguas residuales provenientes de la industria. Hay varias razones para estas actitudes.

### 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 ( curtidurías )
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

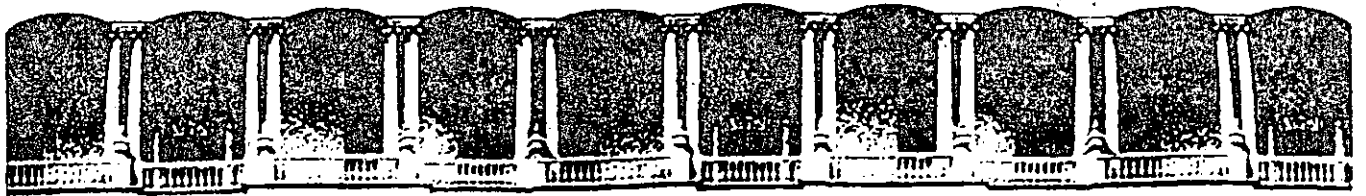
# RECIRCULACION EN FILTROS ROCIADORES



Material de consulta

1. Water Quality Engineering for Practicing Engineers  
W. Weslwy 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. Worl Health Organization





**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**

*30 de marzo al 4 de abril*

**LAGUNAS AIREADAS MECANICAMENTE**

*Ing. Edmundo Izurieta R.*

**PALACIO DE MINERIA**

## 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 / m<sup>3</sup> )
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:

$\theta_c$  = 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

$$\left( \frac{dx}{dt} \right) v = \left( \frac{dx}{dt} \right)_g v - Q x$$

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  $\frac{(dS/dt)_u}{x} = 1/2k$  )

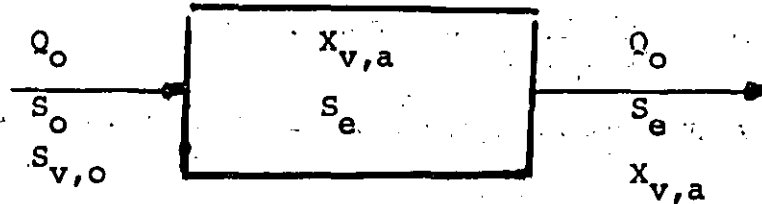
$x$  = concentración de la biomasa activa

### 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 ( $\theta_c$ )

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

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

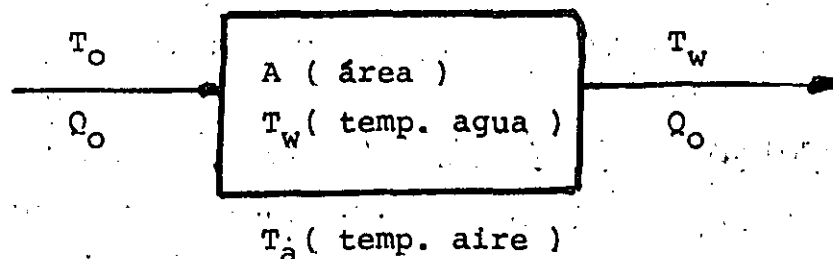
2. Remoción de la DBO<sub>5</sub>

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

$$\frac{S_e}{S_o} = \frac{1}{1 + K \cdot t} \quad t = V/Q_o$$

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  $\theta$  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:

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

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 ).

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

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

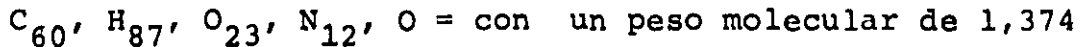
$$\text{lb/día MLVSS} = \text{lb/d biomasa producida} - \text{lb/d biomada oxidada.}$$

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:

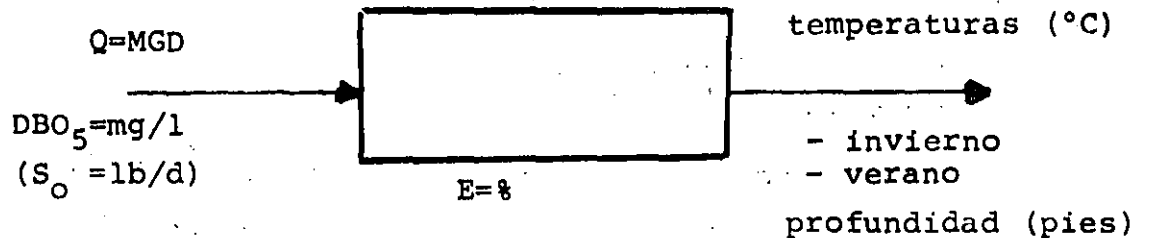


Considerando los valores de las masas moleculares, el nitrógeno (N) tiene un porcentaje de 0.122 (168/1374) y el fósforo (P) uno de 0.023 (31/1374).

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°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:

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

b. Determinar el período de retención y el volumen.

Emplear la ecuación:

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

El volumen (V) = (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:

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

Los valores de  $\alpha$  (alfa) y  $\beta$  (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 ( $\theta_c$ ) 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 O<sub>2</sub>/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 m<sup>2</sup> ) y una profundidad de 8 pies ( 2.44 m. )

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

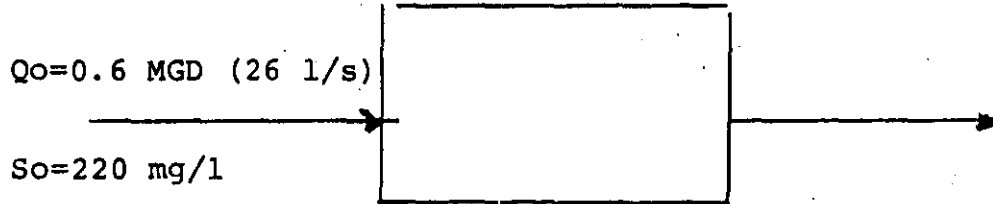
(  $k=1.44/\text{día}$  ) y  $K_d=0.06/\text{día}$  -  $20^\circ\text{C}$ . El valor de " $Y$ "= $0.5 \text{ lb VSS}/\text{lb DBOr}$  (removido).

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  $B = 1.1 \text{ lb.O}_2/\text{lb. DBOr}$ .

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

Temp. aire ( $T_a$ )= $41^\circ\text{F}$ ( $5^\circ\text{C}$ ) invierno  
= $80^\circ\text{F}$ (  $27^\circ\text{C}$ ) verano



$X_{v,0}=20 \text{ mg/l}$  (VSS)

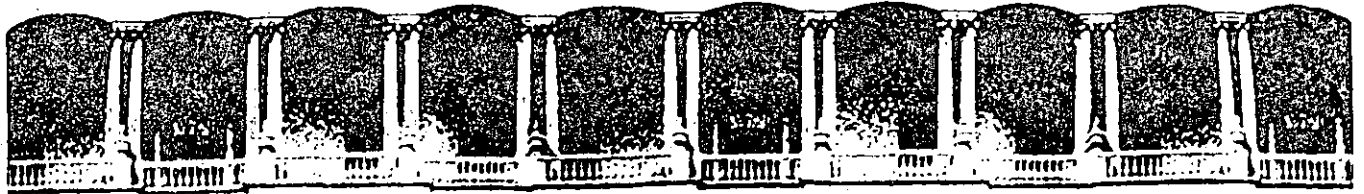
$T_0=100^\circ\text{F}$  ( $38^\circ\text{C}$ )

Area de la laguna ( $A$ )= $2 \text{ acres}$  ( $8,094 \text{ m}^2$ )  
Profundidad de la laguna ( $D$ )= $8 \text{ pies}$  ( $2.44 \text{ m.}$ )

Los valores de las constantes " $K$ ", " $K_d$ ", " $F$ ", " $B$ " 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.



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

*CURSOS ABIERTOS*

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

*30 de marzo al 4 de abril*

*PRUEBAS DE TRATABILIDAD FISICO-QUIMICA*

*Georgina Fernández Villagómez*

*PALACIO DE MINERIA*

# TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES E INDUSTRIALES

Georgina Fernández Villagómez

## 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 floculos 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 floculos 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 del agua teniendo en cuenta las fuerzas electrostáticas existentes en las partículas, considerándolas 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 acudirá 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  $\psi$ . 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 prolongándose 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  $\psi$  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  $\psi$  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  $qd$

$$qd = (zD_c)/4\pi \quad (2)$$

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 coagulos 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 perifericos 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).

### Compuestos 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 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-Flocculation 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 quitosa. s 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.

(a) Helmholtz

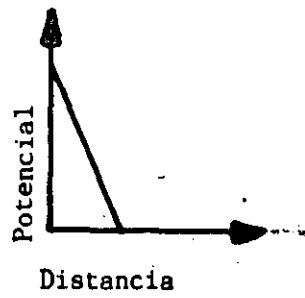
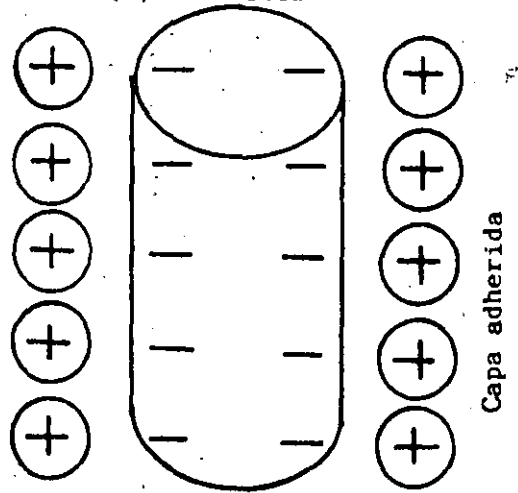


Fig. 1.1. Teoría de la capa adherida.

(b) Gouy-Chapman

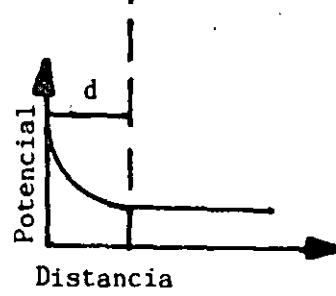
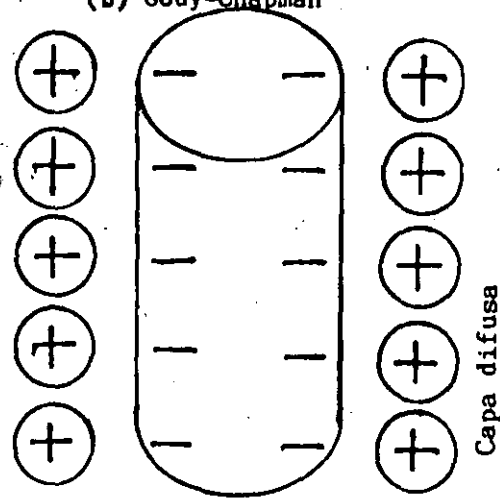


Fig. 1.2. Teoría de la capa difusa.

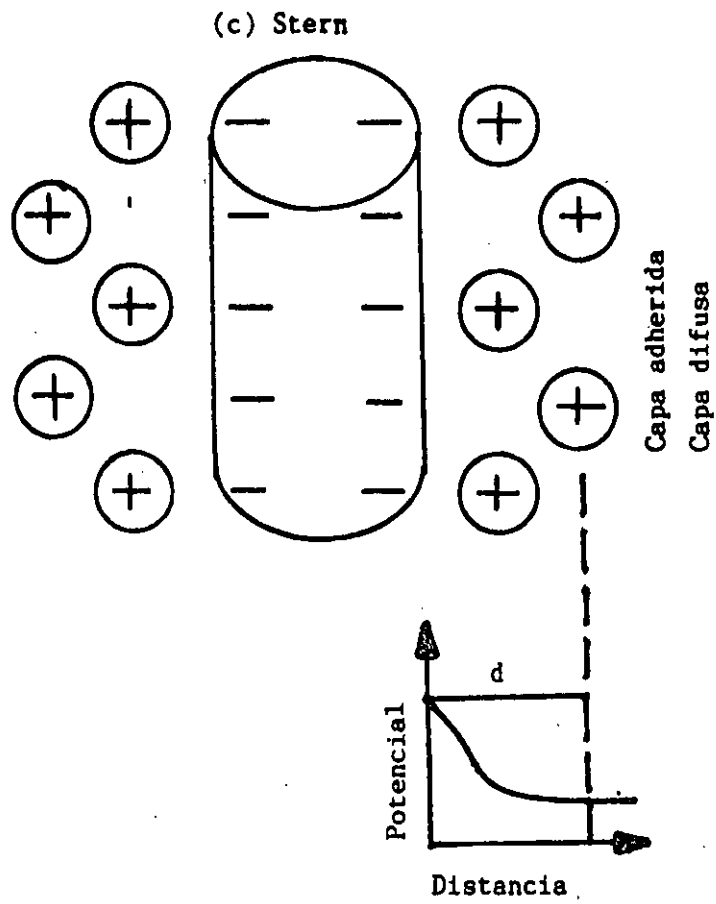
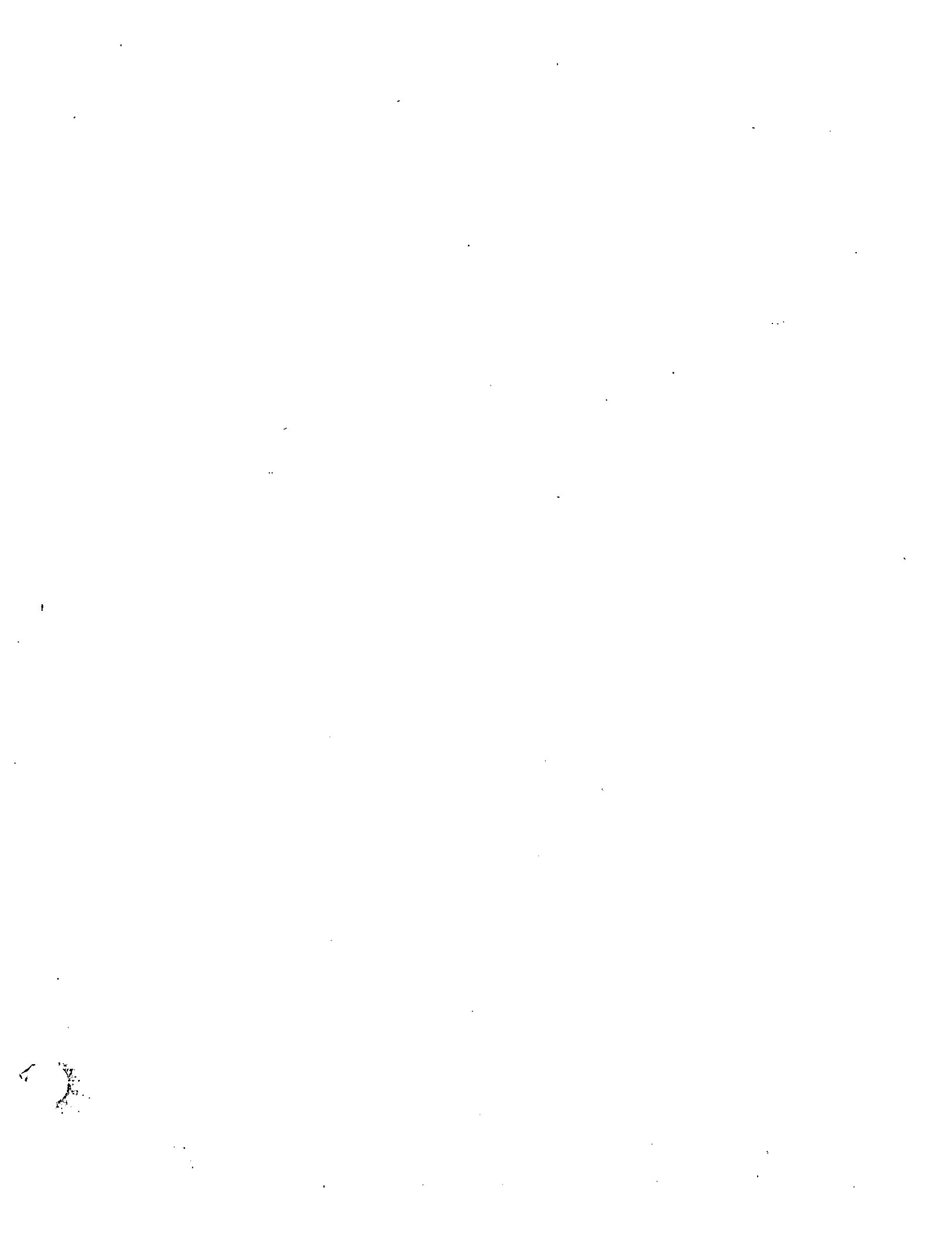


Fig. 1.3. Teoría de las dos capas.







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

*C U R S O S   A B I E R T O S*

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

*30 de marzo al 4 de abril*

*PRUEBAS DE TRATABILIDAD FISICO-QUIMICA*

*Georgina Fernández Villagómez*

*PALACIO DE MINERIA*

# TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES E INDUSTRIALES

Georgina Fernández Villagómez

## 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 par sitos 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**

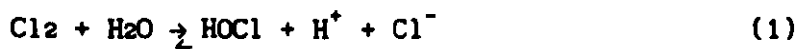
De todos los desinfectantes químicos, el cloro es con toda seguridad el de mayor uso en el mundo. La razón de ello, es que satisface la mayoría de los requerimientos especificados en la Tabla 3.

Los compuestos de cloro más frecuentemente utilizados en tratamiento de aguas residuales son: cloro gaseoso ( $Cl_2$ ), hipoclorito de calcio [ $Ca(OCl)_2$ ], 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:





(4)

### Reacciones con amoniaco

Las aguas residuales crudas contienen nitrógeno en forma de amoniaco 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 amoniaco 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 amoniaco 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 amoniaco.

#### Cloración a punto de quiebre

La Figura 2. muestra los fenómenos que suceden escalonadamente, cuando se agrega cloro a aguas que contienen amoniaco.

Conforme se agrega cloro, las sustancias fácilmente oxidables, tales como  $\text{Fe}^{++}$ ,  $\text{Mn}^{++}$ ,  $\text{H}_2\text{S}$  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 amoniaco para formar cloraminas entre los puntos A y B. Para relaciones molares de cloro a amoniaco menores de 1, se formaran 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 ( $\text{N}_2\text{O}$ ) y nitrógeno ( $\text{N}_2$ ) 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 del 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 monocloramina. 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 monocloramina 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 Sung<sup>1</sup>, 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 ( $\text{Na}_2\text{SO}_3$ ) y metabisulfito de sodio ( $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$ ).<sup>2</sup>

#### 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  $\text{SO}_2$  para la decloración de 1.0 ppm de residuo de cloro (expresado como  $\text{Cl}_2$ ). 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 si 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 gravedad. Este método es costoso. La principal aplicación del carbón activado para dechloración 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 lodos. 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 mesurable 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.

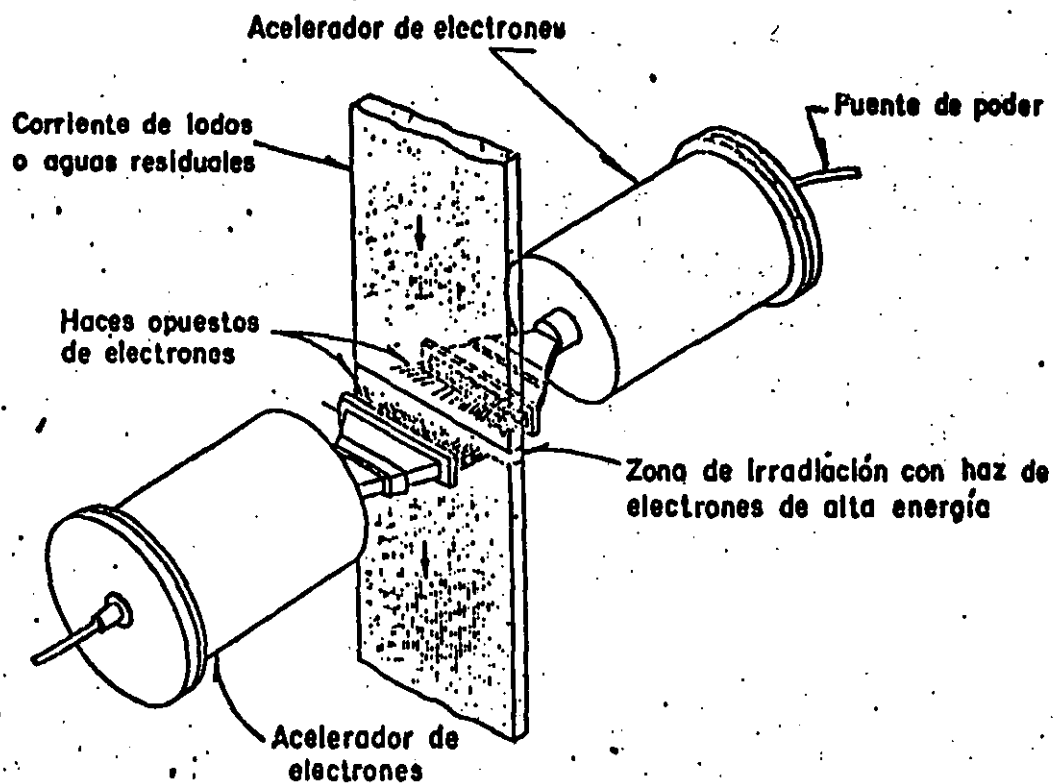
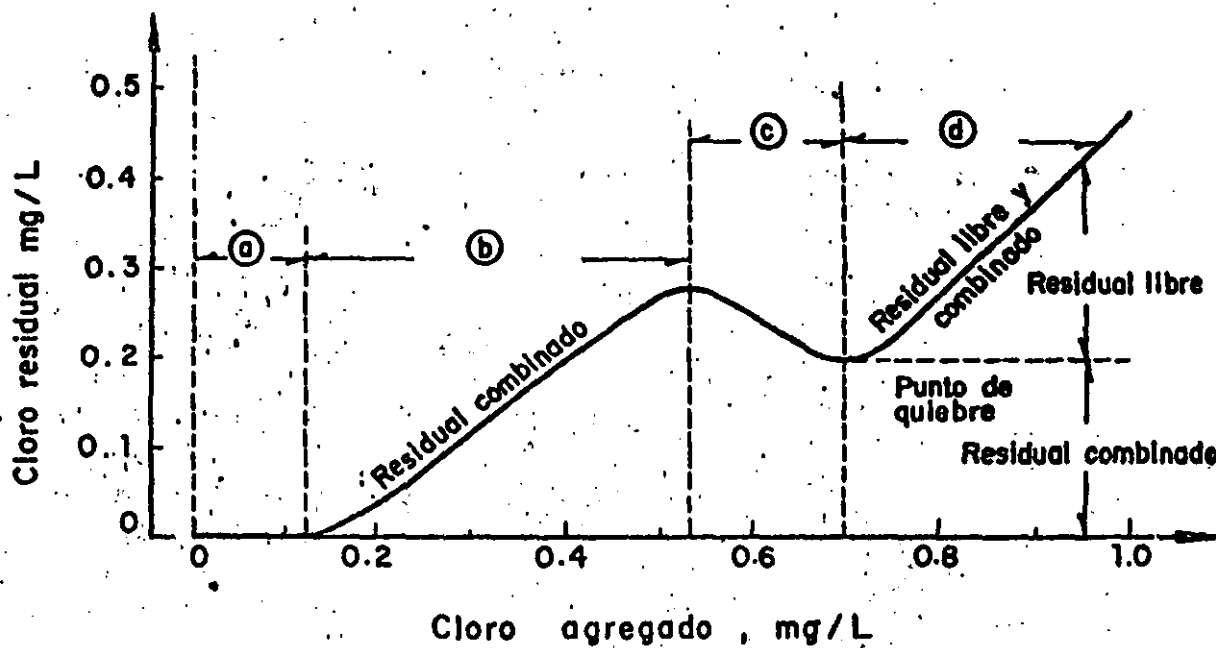


Fig 1 Diagrama esquemático de un dispositivo de haz de electrones de alta energía para la irradiación de aguas residuales o lodos



- (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/m<sup>3</sup>

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



Tabla 3 COMPARACION DE LAS CARACTERISTICAS REALES Y IDEALES DE LOS DESINFECTANTES QUIMICOS

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 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

Tabla 4 O Z O N O,

Usado en Europa por largo tiempo:

Primera instalacion 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 amoniaco

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

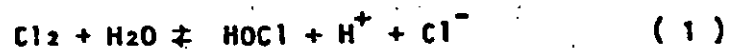
Tiene baja solubilidad en agua

**Tabla 5 REMOCION O DESTRUCCION DE BACTERIAS POR DIFERENTES PROCESOS DE TRATAMIENTO**

<b>Proceso</b>	<b>Porcentaje de remoción</b>
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:

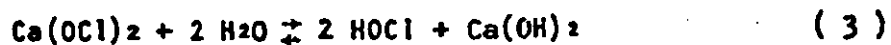
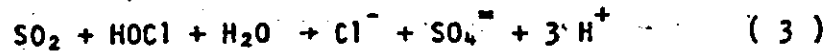
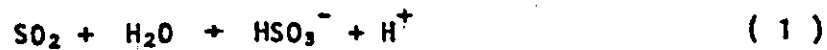


Tabla 7 CLORAMINAS

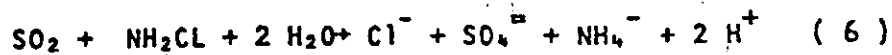
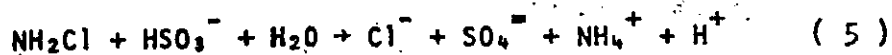
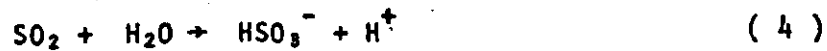
Formación	descomposición
Monocloramina	$2\text{NH}_3 + \text{Cl}_2 \rightleftharpoons \text{N}_2 + 6\text{HCl}$
$\text{NH}_3 + \text{HOCl} \rightleftharpoons \text{NH}_2\text{Cl} + \text{H}_2\text{O}$	$4\text{NH}_2\text{Cl} + 3\text{Cl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{N}_2 + \text{N}_2$
Dicloramina	$+ \text{O} + 10 \text{HCl}$
$\text{NH}_2\text{Cl} + \text{HOCl} \rightleftharpoons \text{NHCl}_2 + \text{H}_2\text{O}$	$2\text{NHCl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{N}_2\text{O} + 4\text{HCl}$
Tricloruro de nitrógeno	$\text{HOCl} + 2 \text{NHCl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons 2\text{NO}_2$
$\text{NHCl}_2 + \text{HOCl} \rightleftharpoons \text{NCl}_3 + \text{H}_2\text{O}$	$+ 5\text{HCl}$

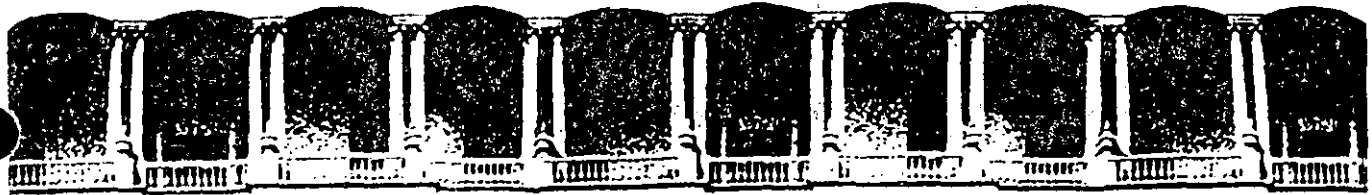
Tabla 8 DECLORACION CON SO<sub>2</sub>

Reacciones de cloro:



Reacción con cloraminas:





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

**CURSOS ABIERTOS**

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

**CARACTERIZACION Y ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO**

**DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA**

**PALACIO DE MINERIA**

# CARACTERIZACION Y ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

1/6

PEDRO MARTINEZ PEREDA

## AUDITORIA INDUSTRIAL

Una vez informado a cerca de la naturaleza del problema de las -- aguas residuales de una determinada industria, los requerimientos reales y los datos referentes a los desechos específicos, el ingeniero esta listo para determinar el tipo de tratamiento que mejor se adapta al proyecto específico

## ENCUESTA INFORMATIVA

### DATOS GENERALES

1. Nombre de la industria
2. Dirección
3. Teléfono
4. Persona entrevistada
5. Posición oficial de 4.
6. Gerente de la planta (si es diferente de 4.)
7. Localización de la planta donde hay el problema (si no es N.2)
8. Tipo de planta (que fabrica)
9. Lugar posible de descarga del efluente final  
Río      Lago      Arroyo      Mar abierto
10. ¿Hay otras industrias proximas que desechos tratados o sin tratar en el mismo cuerpo receptor? Si afirmativo, recavar información acerca de los tipos de desechos.
11. El cuerpo receptor potencial de las aguas residuales ¿es una fuente de abastecimiento de agua potable para una municipalidad?
12. Distancia del punto de descarga último a la planta que produce el desecho.
13. ¿Es posible descargar el desecho industrial tratado o sin tratar en el sistema local de drenaje?
14. Si la respuesta es positiva, anotar el nombre del municipio
15. ¿Si tiene esta municipalidad una planta de tratamiento de aguas negras?.

- 16. Si afirmativo, obtener el tipo y la capacidad ( m<sup>3</sup>/día )
- 17. La municipalidad ¿está dispuesta a recibir desechos industriales? si afirmativo ¿en base a que?
  - a) ¿Recibir y tratar desechos crudos en la planta municipal mediante el pago por volumen y concentración de ciertos -- componentes?. ¿Cuáles son los costos o tarifas?
  - b) ¿La municipalidad construye las instalaciones adicionales necesarias para tratar los desechos con sus recursos; y, - la industria paga los costos de operación de las unidades de tratamiento adicionales?.
  - c) ¿Permitir que la industria pague las instalaciones adicionales requeridas y estas pasan a ser propiedad de la municipalidad?
- 18. ¿Tiene la municipalidad reglamentos relacionados con los tipos, concentraciones o calidad de los desechos que pueden descargarse en el drenaje? Max. DEO, sólidos suspendidos, etc. Si afirmativo, obtener copias de los reglamentos.
- 19. ¿Tiene formulada la municipalidad una tarifa o tarifas o una fórmula para cobrar por las descargas industriales en el sistema? Si afirmativo, obtener detalles completos.
- 20. ¿Se descargan desechos de otras industrias en el sistema municipal?. Si afirmativo, obtener la mayor información posible -- sobre los tipos y volúmenes de estos desechos.
- 21. ¿Que autoridad o agencia oficial o autoridad ha requerido el tratamiento de los desechos de esta industria?
  - a. La ciudad en la que esta localizada la industria
  - b. Agencia de salud estatal o institución para el control de la contaminación
  - c. SSA, SARH, SEDUE ( Agencias. Federales )
  - d. Otras
- 22. ¿Ha especificado la autoridad el grado de tratamiento requerido? Si afirmativo proporcionar todos los detalles posibles. Obtenga una copia de detalles.
- 23. ¿Se requiere la aprobación de los planos por las autoridades antes de iniciar la construcción? Si afirmativo, obtenga detalles sobre el número de copias, donde deben de presentarse, etc.

24. ¿Se ha dado una fecha límite al cliente para que deje de contaminar?
25. ¿Tiene el cliente algunas instalaciones de tratamiento en la actualidad?. Si afirmativo, dar detalles completos y proporcionar los planos si es posible. Obtenga fotografías de la planta existente.
26. Obtenga los nombres de otras industrias en las cercanías que descargan desechos.  
Obtenga información de los tipos desechos
27. ¿Estaría el cliente interesado o dispuesto a unirse a una -- planta distrital para manejar los desechos combinados de otras industrias?
28. ¿Está interesado el cliente en recuperar algunos de los componentes de los desechos?. Si afirmativo, determinar la factibilidad de la recuperación. Obtener información posible sobre la cantidad del componente en los desechos, así como del valor comercial.
29. ¿Es el cliente receptivo a sugerencias para realizar cambios - en el proceso productivo, con el fin de reducir el volumen y la concentración de los desechos y por tanto el costo de tratamiento?.
30. ¿Está dispuesto el cliente a construir las unidades de tratamiento en forma progresiva si lo permitiera la autoridad?
31. ¿Está el cliente enterado en alquilar equipo para las instalaciones de tratamiento, en vez de adquirirlo comprado de inmediato?

#### DETALLES SOBRE LOS DESECHOS A TRATAR

32. Obtener la misma información para cada tipo de desecho
  - a. Acidez pH  
Tipo de acidez
  - b. Alcalinidad pH
  - c. Volumen de cada desecho  
Descarga diaria m<sup>3</sup>/día  
Flujo máximo-horario
  - d. Periodicidad del flujo de cada descarga  
Descarga diaria por horas  
Duración de tipos de descarga ( día, semana, mes etc. )  
Tipos de sólidos en suspensión



- e. Sólidos suspendidos ( mg/ℓ )
- f. Sólidos totales ( mg/ℓ )
- h. Material volátil ( % )
- i. Sólidos precipitables ( de pruebas en lab. )
- j. Demanda bioquímica de oxígeno ( DBO, mg/ℓ )
- k. Color de los desechos      Concentración
- l. Componentes tóxicos de los desechos
  - Fenol      Cloruro      Cromo
  - Otros componentes tóxicos
  - Si el cliente tiene el análisis de los desechos, obtener una copia.
- 33. Límites permisibles de componentes de las aguas residuales
  - a. Químicos
  - b. Concentración permitida
  - c. Agencia reguladora
- 34. Hay, terreno suficiente disponible para la planta de tratamiento dentro de la industria o en las proximidades?
- 35. ¿Si se ha asignado un área dentro del predio industrial para -- el tratamiento de los desechos, hay en esta área algún obstáculo que no se pueda remover si se requiere? Si afirmativo, describalo.
- 36. Si por alguna razón el cliente desea que las instalaciones de tratamiento de los desechos sean ubicadas en el interior de estructura de la planta, obtenga la información sobre el área disponible, altura, etc.
- 37. Proximidad del área designada para las instalaciones de tratamiento de las zonas residenciales y comerciales
- 38. ¿Hay algunas zonas restringidas locales que pudieran influenciar en la ubicación de las instalaciones de tratamiento en el predio industrial?
- 39. ¿En la industria del cliente la única en la municipalidad?

- 2/4
40. Si afirmativo la nomina de la industria representa una fuente de procesos importantes en el municipio?
  41. Cantidad determinada de contribuciones, impuestos, aportacion que contribuye el cliente a la municipalidad.
  42. ¿Son buenas las relaciones del cliente con el municipio?
  43. Características de la corriente eléctrica disponible
 

Fase	Ciclos	Voltaje
------	--------	---------
  44. Si la energía se compra, indicar costo que el cliente (por Kw-hora)
  45. ¿Hay suficiente corriente disponible para las necesidades de la planta de tratamiento propuesta?
  46. ¿Produce el cliente su propia energía?
  47. ¿Estaría el cliente interesado en producir energía de los sólidos del tratamiento si fuera del tipo apropiado?
  48. ¿Sería del interés la producción de acondicionador de suelos ( fertilizante ) a partir de los lodos de tratamiento?. Si -- afirmativo, ¿habría mercado?
  49. Indique la fuente de la fuente de abasto de agua del cliente
  50. Costo del agua de esta fuente \$ \_\_\_\_\_ por año ó por unidad de volumen \_\_\_\_\_. Factura anual de agua  
¿Es factible que esta fuente proporcione cantidades adicionales de agua para posibles expansiones de la industria?
  51. ¿Tiene el cliente el cliente sus propias instalaciones para el tratamiento de agua? Si afirmativo, describir.
  52. Tipo de agua que requiere el cliente:
    - a. Potable ( m<sup>3</sup>/día )
    - b. Para el producto ( m<sup>3</sup>/día )
    - c. Agua ablandada ( m<sup>3</sup>/día ). Grado de ablandamiento.
    - d. Agua clarificada ( m<sup>3</sup>/día
    - e. Agua desmineralizada ( m<sup>3</sup>/día )

67-

f. Agua para enfriamiento ( m<sup>3</sup>/día )

g. Agua para lavado (m<sup>3</sup>/día )

h. ¿Hay agua que forma parte del producto comestible?  
Dar detalles.

53. ¿Estaría el cliente interesado en reducir el volumen de agua comprada mediante el tratamiento de desechos para recirculación y reuso?

¿Habría alguna objeción para reusar en la industria el efluente tratado?

54. ¿Que servicios requiere el cliente del ingeniero?

a. Estudiar el problema

b. Obtener información sobre características de los derechos.

c. Realizar análisis y pruebas

d. Discutir el problema con las agencias reguladoras

e. Diseño de la planta e instalaciones

f. Obtener la aprobación de las autoridades

g. Preparar planos completos y especificaciones

h. Obtener propuestas para concursos

i. Supervisar la construcción

j. Instruir a operadores

k. Preparar un manual de operación

l. Supervisar la operación inicial de la planta

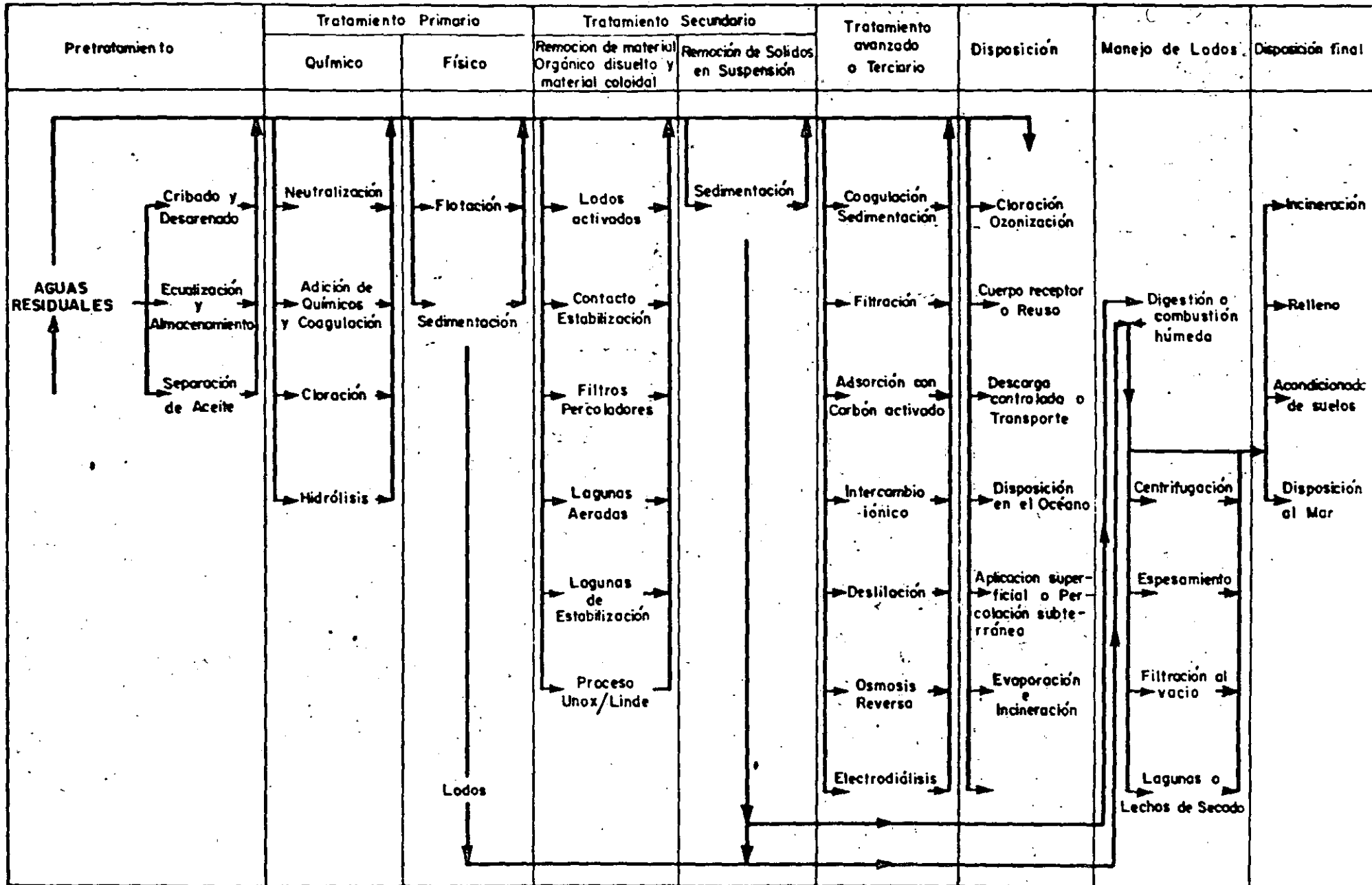
m. Proporcionar inspección anual

¿Durante cuanto tiempo?

Nombre de la persona que obtiene los datos

Fecha \_\_\_\_\_

**FIGURA N°**  
**OPCIONES EN PROCESOS DE TRATAMIENTO**



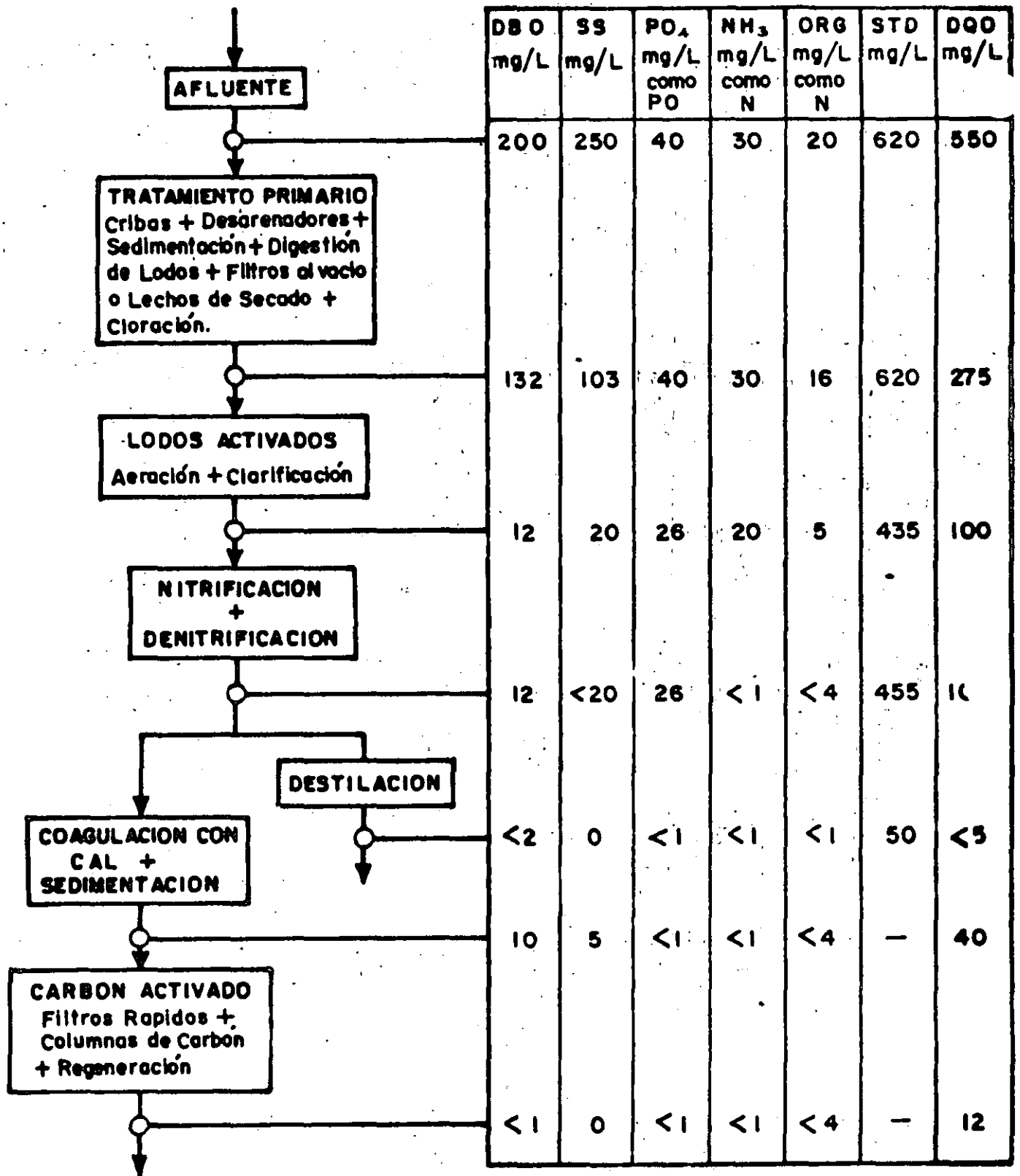
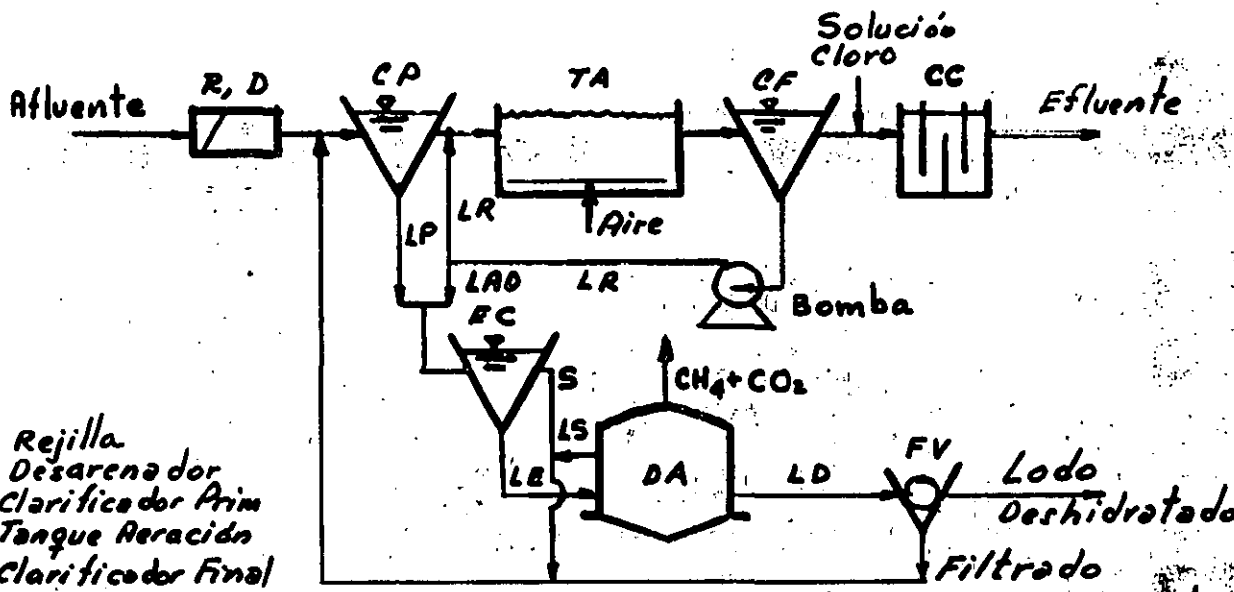


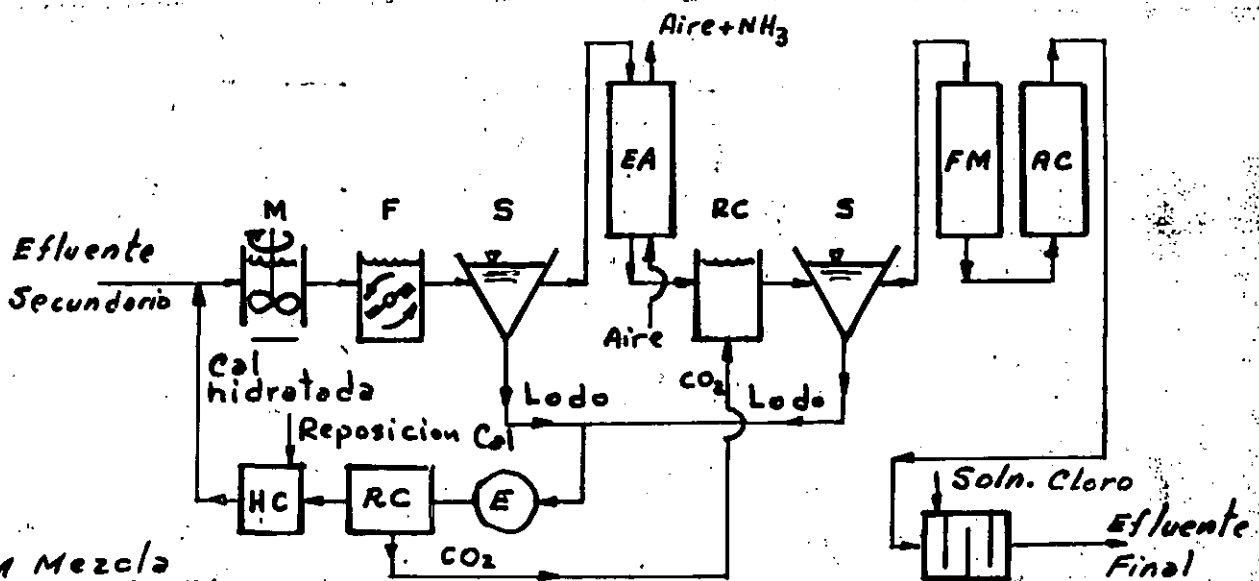
FIG. N° DIAGRAMA DE FLUJO DE PROCESOS UNITARIOS Y COMPOSICION DEL EFLUENTE PARA AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS



- R Rejilla
- D Desarenador
- CP Clarificador Prim
- TA Tanque Aeración
- CF Clarificador Final
- CC Contacto Cloro
- LP Lodo Primario
- LR Lodo Retorno
- LAD Lodo Activado Derecho

- EC Espesador Clarif.
- LE Lodo Espesado
- S Sobrenadante
- DA Digestor Anaerobio
- LS Licor Sobrenadante
- LD Lodo Digerido
- FV Filtro Vacío

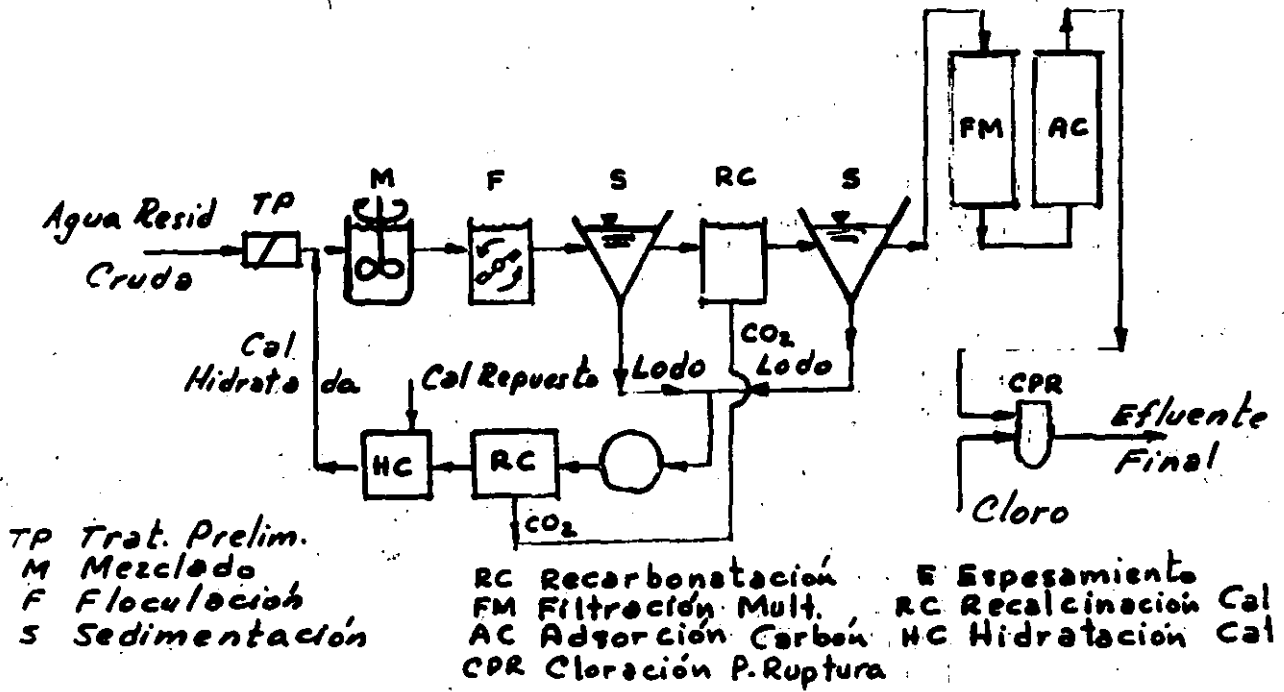
**PLANTA TRATAMIENTO AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES SISTEMA Lodos Activados**



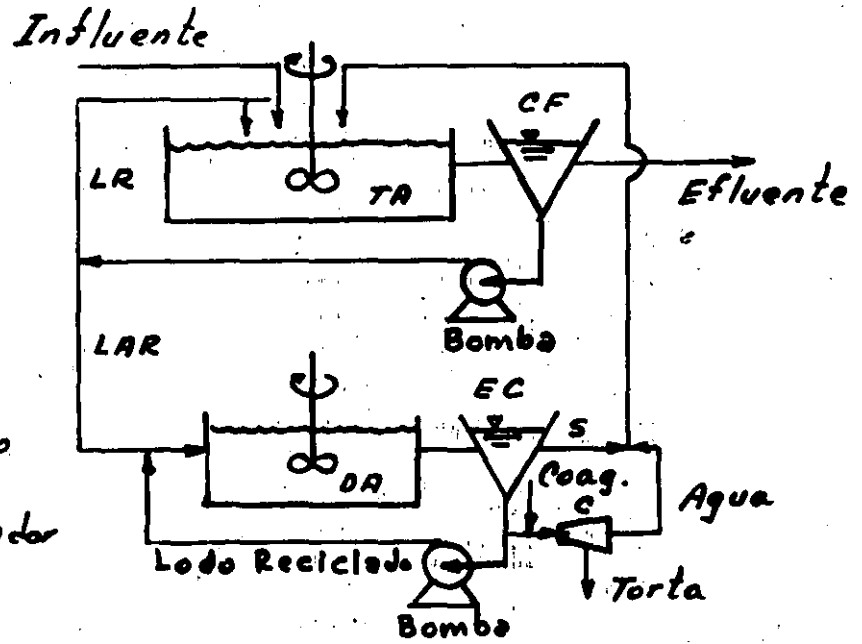
- M Mezcla
- F Floculación
- S Sedimentador
- EA Extracción Amonio
- RC Recarbonatación

- FM Filtración Multimedia
- AC Adsorción Carbon
- CC Contacto Cloro
- E Espesado
- RC Recalcinado Cal
- HC Hidratación Cal

**TRATAMIENTO TERCARIO DE UN AFLUYENTE SECUNDARIO UTILIZANDO METODOS FISICO-QUIMICOS.**



**TRATAMIENTO FISICO-QUIMICO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES CRUDAS.**



**SISTEMA DE LODOS ACTIVADOS DE MEZCLA COMPLETA AGUA RESIDUAL INDUSTRIAL.**

Dois tipos de muestras: SIMPLE y COMPUUESTA

MUESTRA SIMPLE

DA LAS CARACTERISTICAS 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 minimo de una muestra entre 1 y 2 litros

MUESTRAS COMPUUESTAS

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.

Ex. Las muestras siguientes se recogieron dentro de un vertido de aguas residuales.

No. de muestra	Caudal (m <sup>3</sup> /h)
1	250
2	215
3	190
4	165
5	155
6	205
7	290
8	330
9	420
10	510
$\Sigma$ 2730	

$$Q_m = \frac{2730}{10} = 273$$

Si se requiere una muestra compuesta de 3 litros, ¿cuántos ml de cada muestra deben tomarse?

① Determinar el Vol. de muestra necesario por cada unidad de caudal

$$\frac{V_i}{Q_i} = \frac{V}{n Q_m} = \frac{3000}{(10)(273)} = 1.1 \text{ ml}$$

② Calcular el número de ml para cada muestra

No. de muestra	ml. de cada muestra $V_i = (V/n Q_m) Q_i$ (ml)
1	1.1 x 250 = 275
2	1.1 x 215 = 236
3	1.1 x 190 = 209
4	1.1 x 165 = 181
5	1.1 x 155 = 170
6	1.1 x 205 = 226
7	1.1 x 290 = 319
8	1.1 x 330 = 363
9	1.1 x 420 = 462
10	1.1 x 510 = 561
$\Sigma = 3002$ (≈ 3000)	

## TOXICIDAD

1/2  
14

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.

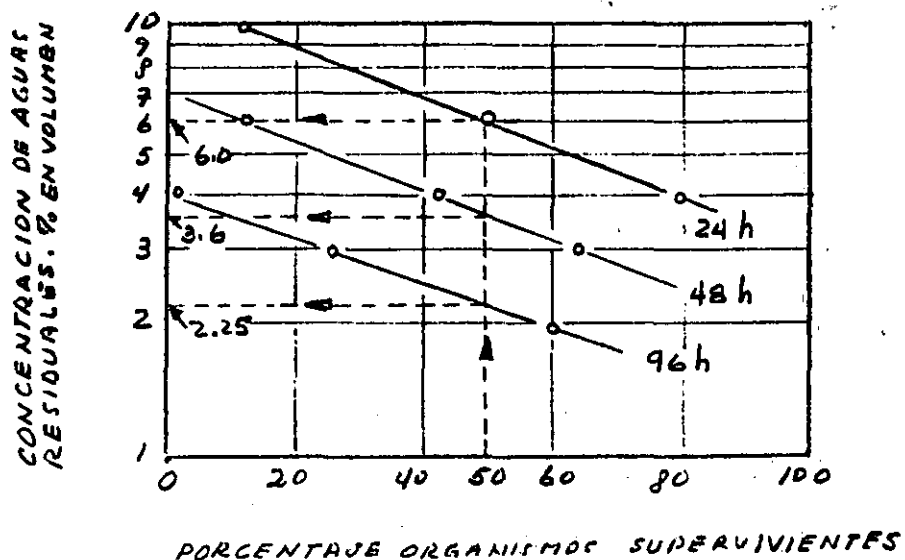
Especies seleccionadas normalmente:  
pez mosquito (*Gambusia affinis*)  
carpas  
truchas  
peje-sol (genero *Lepomis*)  
otras especies de peces

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		
	Después de 24 h.	Después de 48 h.	Después de 72 h.
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 semilogaritmico 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.



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

**CURSOS ABIERTOS**

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

**MANEJO DE LODOS Y  
SISTEMA DE LODOS ACTIVOS**

**M. EN I. JOSE 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.

#### CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

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 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



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 musilagos 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 floculos 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 las 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  $\text{CO}_2$ . 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.

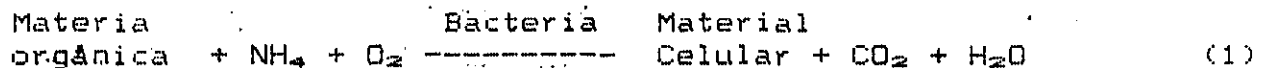
b) Digestión aerobia. Se define como la destrucción de la materia orgánica por microorganismos aerobios. Por este procedimiento se obtiene un producto final biológicamente estable, de volumen bajo y acondicionado para procesos posteriores.

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  $\text{CO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{O}$  y  $\text{NO}_3$  o  $\text{NH}_3$ , 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.

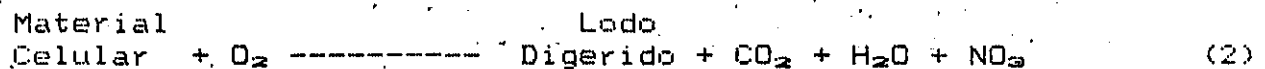
El mecanismo del proceso es el siguiente:

#### 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 digester aerobio cuando el pH es mayor de 7.
- Temperatura de operación. Este es un parámetro crítico. El rango es generalmente mesófilico (10 - 40.C).
- Requerimientos de transferencia y mezclado de O<sub>2</sub>. Es importante la adición de O<sub>2</sub>, 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 O<sub>2</sub> 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  $\text{CO}_2$  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 zanjales 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
SD <sub>4</sub>	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

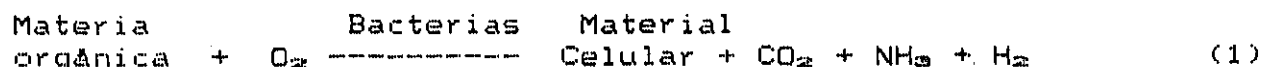
El sistema de composteo se define como la estabilización biológica de la materia orgánica bajo condiciones controladas. La estabilización ocurre en presencia de oxígeno; esto diferencia al composteo de otros procesos naturales que no se llevan a cabo bajo condiciones controladas, como son la putrefacción 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 m<sup>3</sup>) 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 dañarse 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.

## 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

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 cilindricos, rectangulares o en túnel y los sistemas dinámicos consisten en tanques rectangulares o reactores circulares.

El reactor cilindrico 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.

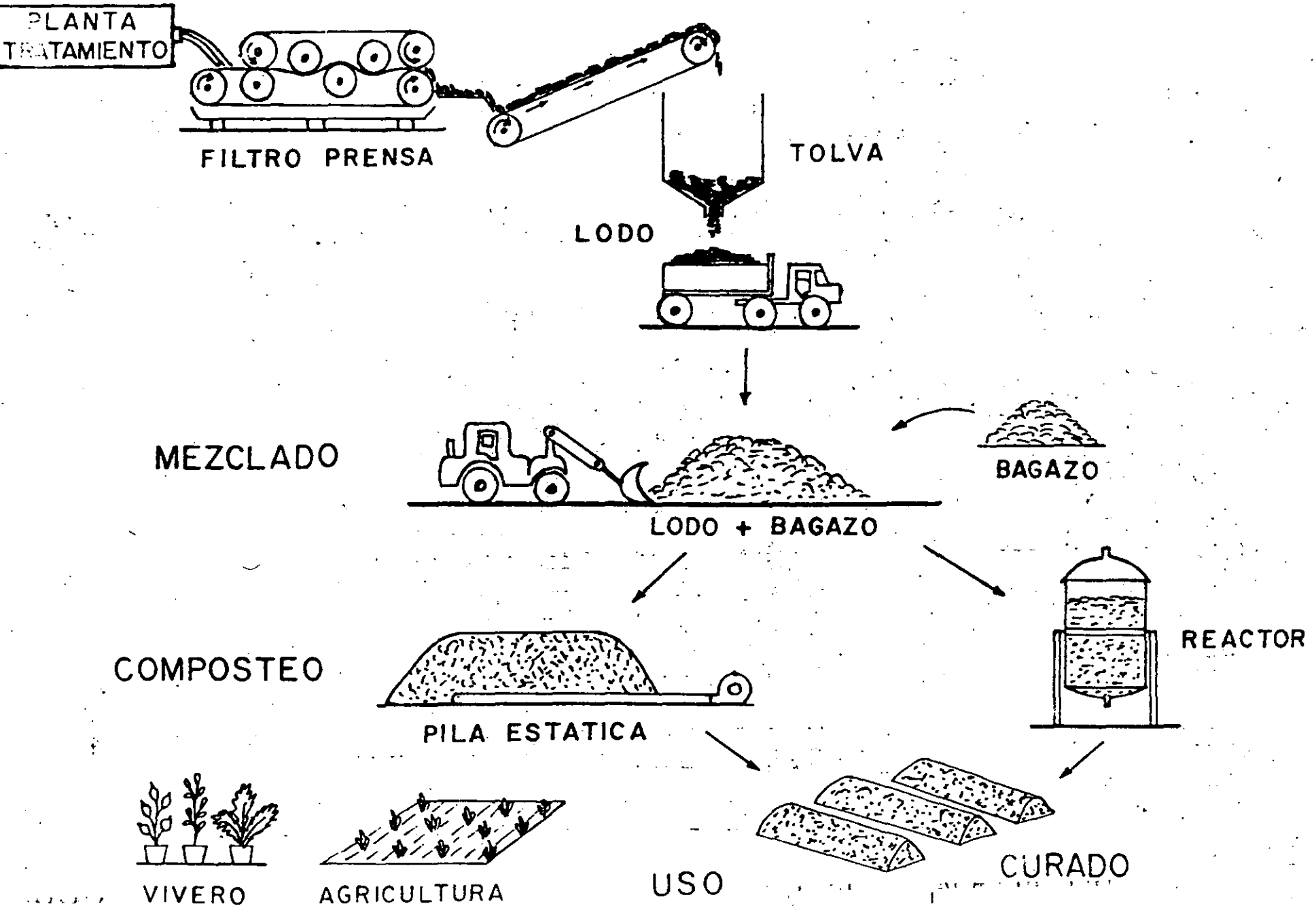
El sistema incluye varios procesos de control. Las temperaturas en el reactor son medidas en diferentes puntos y el oxígeno y contenido de dióxido de carbono del gas deben ser monitoreados continuamente. El flujo de aire es ajustado por un microprocesador basado en el análisis de los datos de salida 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.

FIG. No. 2

# COMPOSTEO DE LODOS RESIDUALES



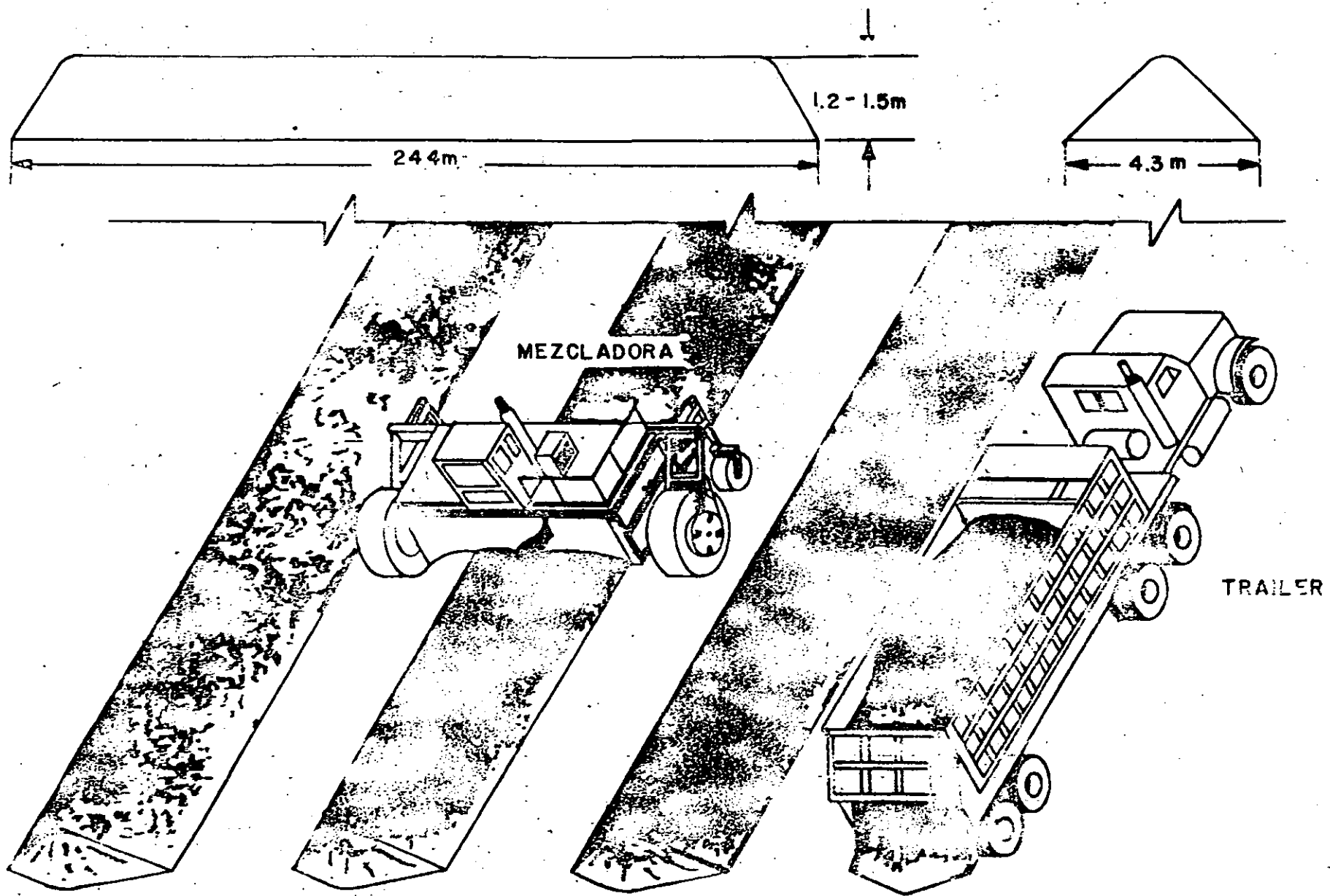


FIG. No. 3



## 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).

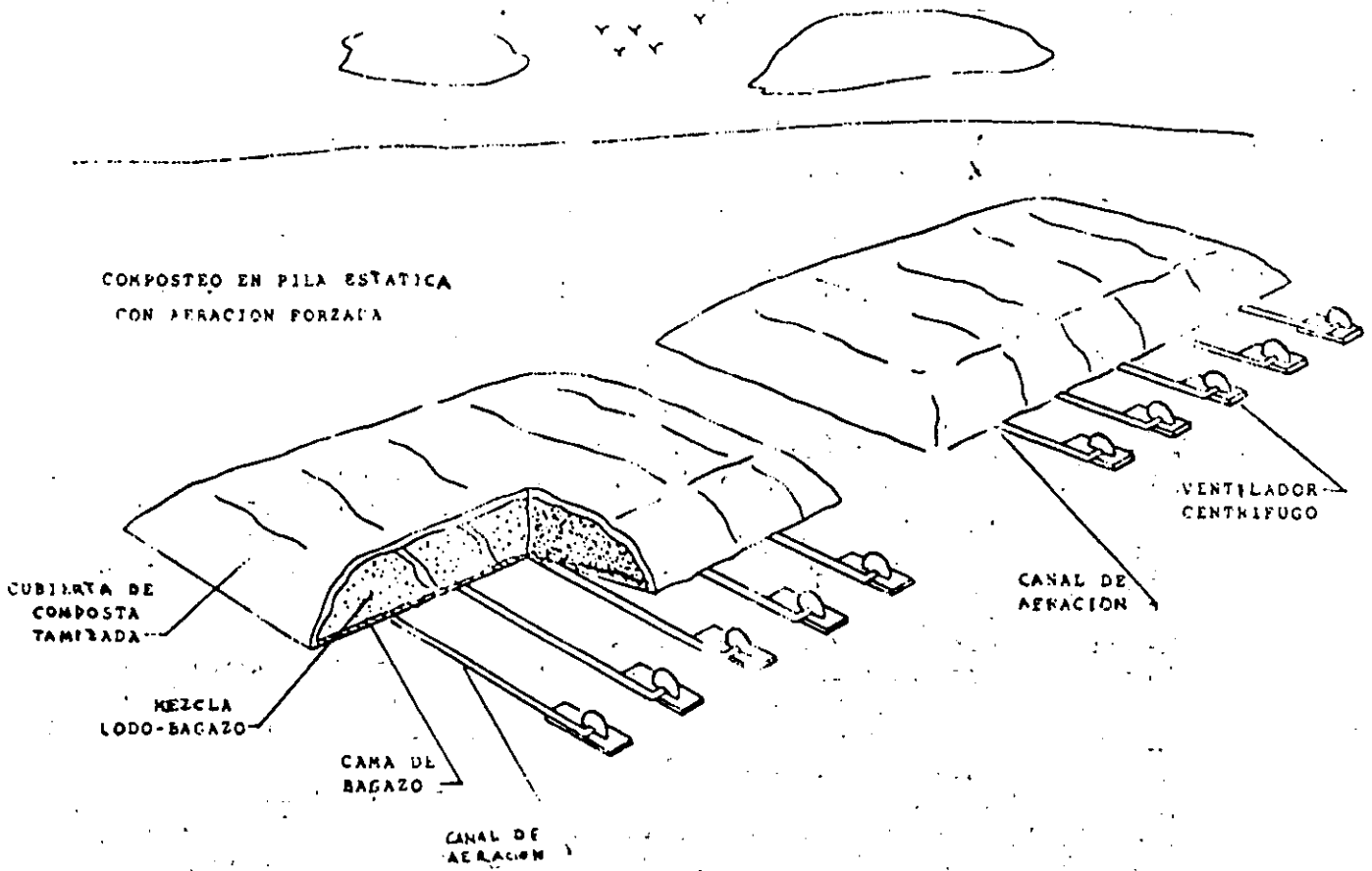
Industria de fabricación de fertilizantes, excepto las que produzcan ácido fosfórico como producto intermedio (NTE-CCA-004/88).

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).



- DIAGRAMA ESQUEMATICO DE LA PILA ESTATICA EXTENDIDA QUE MUESTRA LA CONSTRUCCION DE LA PILA Y EL ARREGLO DE LOS CANALES DE AERACION.

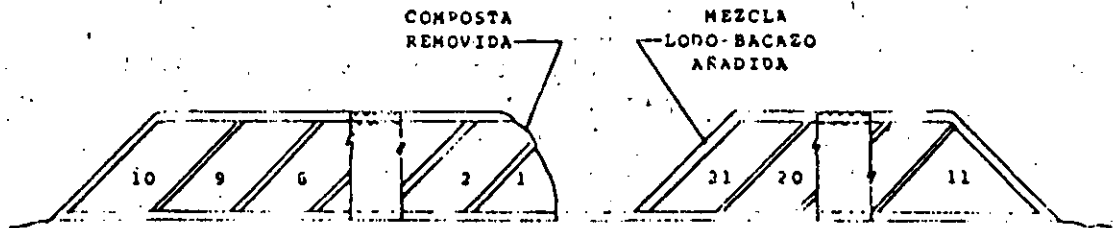


FIG. No. 4

- SECCION TRANSVERSAL DE UNA PILA EXTENDIDA QUE MUESTRA UNA SECUENCIA TIPICA DE LA ADICION DE MEZCLA LODO-BAGAZO A LA PILA. LOS NUMEROS INDICAN EL ORDEN DE LA ADICION DE LA MEZCLA.

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 empacado de carnicos (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 substancias 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 implantado 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 mezcla, 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 peranganato 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 empaquetados, 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 Dimetrifenol	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.

**ANEXO No. 1**

**-NORMA TECNICA ECOLOGICA NTE-CCA-022/88**  
**-CAPITULO XIV DE LA LEY FEDERAL EN DERECHOS DE AGUA**

*Diario Oficial* de la Federación del 4 de agosto de 1988

**ACUERDO** por el que se expide la Norma Técnica Ecológica NTE-CCA-022/88, que establece los límites máximos permisibles y el procedimiento para la determinación de contaminantes en las descargas de aguas residuales en cuerpos de agua, provenientes de la industria de matanza de animales y empaqueo de cárnicos.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.—Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología.

MANUEL CAMACHO SOLIS, Secretario de Desarrollo Urbano y Ecología, con fundamento en los artículos 37 fracciones XVI y XVII de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; lo, fracción VI, 5o. fracciones VIII y XV, 8o. fracciones VII y VIII, 36, 37, 117 fracción III, 119 fracción I inciso A y 123 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, he dictado acuerdo por el que se expide la Norma Técnica Ecológica NTE-CCA-022/88, que establece los límites máximos permisibles y el procedimiento para la determinación de contaminantes en las descargas de aguas residuales en cuerpos de agua, provenientes de la industria de matanza de animales y empaqueo de cárnicos, con base en los siguientes:

### CONSIDERANDOS

Que la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, establece que todas las descargas de aguas residuales en ríos, cuencas, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua, deberán satisfacer las normas técnicas ecológicas que establezcan los límites máximos permisibles de contaminantes en dichas descargas, a fin de asegurar una calidad del agua satisfactoria para el bienestar de la población y el equilibrio ecológico.

Que para prevenir el deterioro ecológico en las principales cuencas hidrológicas del país, se requiere controlar, entre otras, las descargas de aguas residuales del sector industrial.

Que la industria de matanza de animales y empaqueo de cárnicos, genera desechos orgánicos e inorgánicos mezclados con aguas excedentes de los procesos de producción, así como aguas de servicio, las cuales, al ser descargadas en los cuerpos de agua, modifican las características fisicoquímicas y biológicas naturales de estos cuerpos, disminuyendo en consecuencia su capacidad de autodepuración.

Que por el tipo y la cantidad de contaminantes que caracterizan a las aguas residuales de la industria de matanza de animales y empaqueo de cárnicos, sus descargas a los cuerpos de agua, además de impedir o limitar su uso, produce efectos adversos en los ecosistemas, por lo que es necesario fijar los límites

máximos permisibles de contaminantes en estas descargas.

Que para la determinación de los límites máximos permisibles, se estudiaron las posibilidades técnicas de remoción de contaminantes que genera esta industria, de acuerdo con las experiencias nacionales y la bibliografía internacional al respecto. Asimismo, se consideró la factibilidad técnica y económica de instrumentar procesos de depuración por parte de los responsables de las descargas y la efectividad de estos procesos en el control de las fuentes generadoras.

Que es posible no rebasar los límites máximos permisibles fijados para la industria de matanza de animales y empaqueo de cárnicos, con diferentes sistemas de tratamiento, que den resultados similares a los que se obtienen con la aplicación de los siguientes procesos: Pretratamiento, sedimentación y tratamiento biológico.

Que en la determinación de los límites máximos permisibles de descarga participó la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

En mérito de lo anterior, he tenido a bien dictar el siguiente

### ACUERDO

**ARTICULO 1º**—Se expide la norma técnica ecológica NTE-CCA-022/88, que establece los límites máximos permisibles y el procedimiento para la determinación de contaminantes en las descargas de aguas residuales, provenientes de la industria de matanza de animales y empaqueo de cárnicos.

**ARTICULO 2º**—Esta norma técnica ecológica es de orden público e interés social, así como de observancia obligatoria para la industria de matanza de animales y empaqueo de cárnicos, que descargue aguas residuales en ríos, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua.

**ARTICULO 3º**—Para los efectos de esta norma técnica ecológica se considerarán las definiciones contenidas en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, y las siguientes:

*Aguas residuales:* Aquellas que provienen de los procesos de extracción, beneficio, transformación, generación de bienes de consumo o de sus actividades y servicios complementarios.

*Cuerpos de agua:* Aquellos que se encuentran contenidos en ríos, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua que puedan recibir descargas de aguas residuales.

*Descarga:* Acción de verter aguas residuales en algún cuerpo de agua.

**ARTICULO 4º**—Los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residua-

les, provenientes de la industria de matanza de animales y empacado de cárnicos, son lo que se establecen en la siguiente tabla:

PARAMETROS	LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES	
	promedio diario	instantáneo
pH (unidades de pH)	6 - 9	6 - 9
Demanda bicuímica de oxígeno (mg/l)	75	90
Sólidos sedimentables (ml/l)	1	1.2
Sólidos suspendidos (mg/l)	125	137.5
Grasas y aceites (mg/l)	10	12

ARTICULO 5°—Además de los parámetros anteriores, serán incluidos en las condiciones particulares de descarga los siguientes:

Nitrógeno	Color	Turbiedad
Fósforo	Sólidos disueltos	

ARTICULO 6°—El procedimiento para la obtención de los valores promedio diarios de contaminantes en las descargas de aguas residuales, se hará mediante el análisis de muestras compuestas que resultan de la mezcla de muestras instantáneas tomadas de acuerdo a la tabla siguiente:

Horas por día que opera el proceso generador de la descarga	Intervalo entre toma de muestras instantáneas (horas)
8	3
12	3
24	4

ARTICULO 7°—Los límites máximos permisibles de coliformes totales, medidos como número más probable por cada 100 mililitros, en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria de matanza de animales y empacado de cárnicos, considerando las aguas de servicio son:

a) 10,000 como límite promedio diario y 20,000 como límite instantáneo, cuando se permita el escurrimiento libre de las aguas residuales de servicios o su descarga a un cuerpo de agua, mezcladas o no con las aguas residuales del proceso industrial.

b) Sin límite, en el caso de que las aguas residuales de servicios se descarguen separadamente y el proceso para su depuración prevea su infiltración en terrenos de manera que no cause un efecto adverso en los cuerpos de agua.

ARTICULO 8°—Los métodos de prueba que aplicarán para determinar los valores de los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales de la industria de matanza de animales y empacado de cárnicos, son los contenidos en las normas oficiales mexicanas siguientes:

NOM-AA-3-1980	Aguas residuales - Muestreo.
NOM-AA-4-1977	Determinación de sólidos sedimentables en aguas residuales - Método del cono Imhoff.
NOM-AA-5-1980	Aguas - Determinación de grasas y aceites - Método de extracción soxhlet.
NOM-AA-8-1980	Aguas - Determinación de pH - Método potenciométrico.
NOM-AA-14-1980	Cuerpos receptores - Muestreo.
NOM-AA-17-1980	Aguas - Determinación de color - Método espectrofotométrico.
NOM-AA-20-1980	Aguas - Determinación de sólidos disueltos totales - Método gravimétrico.
NOM-AA-26-1980	Aguas - Determinación de nitrógeno total - Método Kjeldahl.
NOM-AA-28-1981	Determinación de demanda bioquímica de oxígeno - Método de incubación por diluciones.
NOM-AA-29-1981	Aguas - Determinación del fósforo total - Método colorimétrico del azul de molibdeno a cloruro estanoso.
NOM-AA-34-1981	Determinación de sólidos en agua - Método gravimétrico.
NOM-AA-38-1981	Análisis de agua - Determinación de la turbiedad en agua - Método turbidimétrico de la bujía patrón.
NOM-AA-42-1981	Análisis de aguas - Determinación del número más probable de coliformes totales y fecales - Método de tubos múltiples de fermentación.

### TRANSITORIO

UNICO.—El presente acuerdo entrará en vigor el día siguiente de su publicación en el *Diario Oficial* de la Federación.

Ciudad de México, a 29 de julio de mil novecientos ochenta y ocho.—*Manuel Camacho Solís*.—Rúbrica.

de Hacienda y Crédito Público en coordinación con la Comisión Nacional del Agua, dará a conocer el valor comercial de los materiales y el cálculo de los derechos a que se refiere el presente artículo.

La extracción de materiales se pagará previamente mediante un depósito que se presente en las oficinas de la Comisión Nacional del Agua y se otorgue por la Secretaría de Hacienda y Crédito Público.

A.- Los ingresos que se obtengan por los derechos por los materiales de los cauces, vasos y zonas de corriente a que se refiere el artículo anterior, así como los que provengan del uso o goce de los derechos por el artículo 232 cuando en los mismos se realicen actividades pecuarias o pesqueras o en el caso del artículo 232-A y sean otorgados por la Comisión Nacional del Agua, se destinarán a ésta, para el mantenimiento, conservación y conservación de obras de hidráulica, hasta por el monto que señale el presupuesto de gastos que hubiere sido autorizado para el ejercicio.

Los ingresos que excedan el límite señalado en este artículo, serán específicos y se enterarán a la Tesorería de la Federación, dentro del mes siguiente a aquél en que se obtuvo el ingreso.

## CAPITULO XIV

### DERECHO POR USO O APROVECHAMIENTO DE BIENES DEL DOMINIO PUBLICO DE LA NACION COMO CUERPOS RECEPTORES DE LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES.

ARTICULO 276.- 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 ríos, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua, así como los que descarguen aguas residuales en los suelos o las infiltran en terrenos, que sean bienes nacionales.

El pago de derechos a que se refiere el presente Capítulo es independiente del cumplimiento de lo dispuesto en la "Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente".

ARTICULO 277.- Para los efectos de la presente Ley se consideran:

I.- Aguas residuales: los líquidos de composición variada provenientes de los usos domésticos, incluyendo fraccionamientos, agropecuarios, industrial, comercial, de servicios o de cualquier otro uso, que por este motivo hayan sufrido degradación de su calidad original.

II.- Demanda química de oxígeno: Medida de control de la calidad del agua, que corresponde a la cantidad de oxígeno necesaria para oxidar la fracción orgánica de una muestra susceptible de degradación por medio de un oxidante fuerte en medio de ácido, que conforme a la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, antes de la descarga a un cuerpo receptor, debe ajustarse a los máximos permisibles contenidos en las normas técnicas ecológicas y condiciones particulares de descarga fijadas por la autoridad competente, y que se miden conforme a las normas oficiales expedidas por la misma.

III.- Sólidos suspendidos totales: Medida de control de la calidad del agua, que corresponde al contenido de partículas orgánicas o inorgánicas suspendidas en el agua con un diámetro mayor de una micra, que pueden ser sedimentadas por acción de la gravedad, que conforme a la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, antes de la descarga a un cuerpo receptor, deben ajustarse a los máximos permisibles contenidos en las normas técnicas ecológicas y condiciones particulares de descarga fijadas por la autoridad competente, y que se miden conforme a las normas oficiales expedidas por la misma.

IV.- Descarga: La acción de verter aguas residuales a un cuerpo receptor, cuando dicho cuerpo es un bien del "dominio público de la Nación".

ARTICULO 278.- Por el uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales, se pagará el derecho por cada metro cúbico de descarga que se efectúe, según la zona de disponibilidad a que se refiere el artículo 231, y una vez hecha la medición de los contaminantes del agua descargada y la deducción de las concentraciones permisibles en los términos del artículo 281, aplicando las siguientes cuotas a la base que se indica:

L.- Por metro cúbico de descarga de agua residual:

Zona de disponibilidad 1 .....	\$	400.00
Zona de disponibilidad 2 .....	\$	100.00
Zona de disponibilidad 3 .....	\$	40.00
Zona de disponibilidad 4 .....	\$	20.00

II.- Por contaminante en el agua descargada:

a).- Por Kilogramo de demanda química de oxígeno en la descarga:

Zona de disponibilidad 1 .....	\$	260.00
Zona de disponibilidad 2 .....	\$	65.00
Zona de disponibilidad 3 .....	\$	26.00
Zona de disponibilidad 4 .....	\$	13.00

b).- Por Kilogramo de sólidos suspendidos totales en la descarga:

Zona de disponibilidad 1 .....	\$	460.00
Zona de disponibilidad 2 .....	\$	115.00
Zona de disponibilidad 3 .....	\$	46.00
Zona de disponibilidad 4 .....	\$	23.00

ARTICULO 279.- Cuando las descargas de aguas residuales sean originadas por el Departamento del Distrito Federal, los Estados, los Municipios o las Entidades Paraestatales que presten servicios de agua potable y alcantarillado, en caso de inscribirse en el registro que se llevará en la Comisión Nacional del Agua, respecto del porcentaje de aportación en volumen de descargas industriales a la infraestructura hidráulica o alcantarillado público, podrán optar por pagar el derecho a que se refiere el presente capítulo, aplicando la cuota que corresponda por metro cúbico de agua residual descargada, en función de los respectivos porcentajes de aportación de descarga industrial que contenga el volumen total de la descarga y según la zona de disponibilidad a que se refiere el artículo 231, en que se efectúe:

L.- Si el porcentaje citado es inferior al 20% del total:

Zona de disponibilidad 1 .....	\$	600.00
Zona de disponibilidad 2 .....	\$	150.00
Zona de disponibilidad 3 .....	\$	60.00
Zona de disponibilidad 4 .....	\$	30.00

II.- Si el porcentaje citado, queda comprendido entre el 20% y el 60% del total:

Zona de disponibilidad 1 .....	\$	800.00
Zona de disponibilidad 2 .....	\$	200.00
Zona de disponibilidad 3 .....	\$	80.00
Zona de disponibilidad 4 .....	\$	40.00

III.- Si el porcentaje citado, es superior al 60% del total:

Zona de disponibilidad 1 .....	\$	1,000.00
Zona de disponibilidad 2 .....	\$	250.00
Zona de disponibilidad 3 .....	\$	100.00
Zona de disponibilidad 4 .....	\$	50.00

ARTICULO 280.- Las personas físicas o morales dedicadas a actividades industriales, cuando la suma de las descargas de aguas residuales sea igual o inferior a 3,000 metros cúbicos en un mes calendario, podrán optar por pagar el derecho a que se refiere el presente Capítulo aplicando la siguiente cuota por metro cúbico de agua residual descargada, según la zona de disponibilidad a que se refiere el artículo 231, en que se efectúe:

Zona de disponibilidad 1 .....	\$	1,200.00
Zona de disponibilidad 2 .....	\$	300.00
Zona de disponibilidad 3 .....	\$	120.00
Zona de disponibilidad 4 .....	\$	60.00

ARTICULO 281.- Los usuarios del derecho federal a que se refiere el presente Capítulo, determinarán el monto que deberán cubrir al aplicar las cuotas a que se refieren los artículos anteriores conforme a lo siguiente:

I.- Deberán colocar medidores totalizadores o de registro continuo o intermitente en cada una de las descargas de agua residual que efectúen en forma permanente, cuando la descarga sea igual o mayor a 3,000 metros cúbicos en un mes calendario.

II.- Cuando el caudal de descarga sea continuo y menor de 3,000 metros cúbicos en un mes calendario, el usuario podrá optar entre poner medidores o efectuará cada mes bajo su responsabilidad la medición de cuatro muestras instantáneas realizadas con intervalo de seis horas, medición que se deberá indicar bajo protesta de decir verdad en su declaración.

Los análisis o métodos de prueba a que se refiere el párrafo anterior, se ajustarán a las normas que al efecto haya expedido o expida y se hayan publicado o se publiquen en el Diario Oficial de la Federación, por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, de acuerdo a lo dispuesto en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

III.- Cuando la descarga sea fortuita o cuando sea intermitente inferior a 3,000 metros cúbicos por mes, el usuario aforará el volumen descargado en cada ocasión, medición que se deberá indicar bajo protesta de decir verdad en la declaración respectiva.

IV.- Para aplicar la tarifa a que se refiere el artículo 278 por metro cúbico de descarga, deberán:

a).- Aplicar métodos de análisis autorizados en normas oficiales, que se efectuarán mediante el examen de pruebas compuestas que resulten de la mezcla de cuatro muestras instantáneas tomadas en períodos continuos de veinticuatro horas, con una periodicidad de seis horas y con una frecuencia mensual, para determinar los valores promedio de concentración de demanda química de oxígeno y de sólidos suspendidos totales de sus descargas.

b).- Determinar tanto la concentración promedio mensual de demanda química de oxígeno en la descarga medida en miligramos por litro, así como la concentración promedio de sólidos suspendidos totales en la descarga medido igualmente en miligramos por litro.

c).- Restar al resultado del inciso anterior las concentraciones máximas permisibles de demanda química de oxígeno y de sólidos suspendidos totales en miligramos por litro, establecidas en las normas técnicas ecológicas que hayan expedido o expida la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología o, en su caso, en las condiciones particulares de descarga que se le hubieran fijado al usuario, el remanente que resulte de aplicar dichas normas técnicas o condiciones particulares será la base para el cálculo del derecho respectivo.

d).- Restar el resultado del inciso b), en caso de que no se hayan expedido las normas técnicas ecológicas aplicables a la situación de los usuarios, a que se refiere la fracción anterior, la cantidad de 300 miligramos por litro de su concentración medida de demanda química de oxígeno y la cantidad de 30 miligramos por litro de su concentración medida de sólidos suspendidos totales.

e).- Determinar el número de kilogramos de contaminantes que tiene la descarga mensual de aguas residuales, tanto de demanda química de oxígeno como de sólidos suspendidos totales.

f).- Deberán aplicar la cuota respectiva a que se refiere el artículo 278, por metro cúbico de descarga y, por otro lado, por el peso en kilogramos de demanda química de oxígeno, como de sólidos suspendidos totales que tenga la descarga, por encima de lo permisible. La suma de los productos de dichas operaciones será el derecho a pagar.

**ARTICULO 282.-** No estarán obligados al pago del derecho federal a que se refiere el presente Capítulo:

I.- Los usuarios que cumplan con las normas técnicas ecológicas o las condiciones particulares de descarga de aguas residuales, en su caso, en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

II.- Los usuarios a quienes no se les hayan fijado normas de concentración máximas permisibles en su descarga, pero que la concentración promedio de demanda química de oxígeno en su descarga sea igual o inferior a 300 miligramos por litro y la concentración de sólidos suspendidos totales sea igual o inferior a 30 miligramos por litro.

**ARTICULO 283.-** El usuario calculará el derecho federal a que se refiere el presente Capítulo por ejercicios fiscales y efectuará pagos provisionales trimestrales, a más tardar el día 15 de los meses de enero, abril, julio y octubre, mediante declaración que presentará en las oficinas de la Comisión Nacional del Agua o en aquellas oficinas que autorice la Secretaría de Hacienda y Crédito Público.

El derecho del ejercicio, deducidos los pagos provisionales, se pagará mediante declaración que se presentará en las oficinas antes citadas, dentro de los tres meses siguientes del cierre del mismo ejercicio.

Las personas que efectúen descargas fortuitas de aguas residuales deberán presentar declaración dentro del mes siguiente a aquél en que se realizó, misma que se considerará definitiva.

**ARTICULO 284.-** Procederá la determinación presuntiva del derecho federal a que se refiere el presente Capítulo, en los siguientes casos:

I.- No se tenga instalado aparato de medición, cuando exista obligación de instalarlos o el mismo no funcione.

II.- Cuando el cálculo que efectúe el usuario bajo su responsabilidad sea menor al que resulte de aplicar el mismo procedimiento que se señala en la Ley, en la visita de inspección o verificación de contaminación en la descarga de agua residual, que sobre el particular podrá efectuar en cualquier momento la Comisión Nacional del Agua.

III.- Se oponga u obstaculice la iniciación o desarrollo de las facultades de verificación y medición que efectúe la Comisión Nacional del Agua, o no presente la documentación que ésta le solicite.

IV.- El usuario no efectúe el pago del derecho en los términos del artículo anterior.

V.- Cuando se efectúe en forma fortuita una descarga de aguas residuales o contaminadas, por quienes normalmente no son contribuyentes del derecho a que se refiere el presente Capítulo, y que causen daño ecológico conforme a dictamen que al efecto emita la autoridad ecológica competente.

La determinación presuntiva a que se refiere este artículo procederá independientemente de las sanciones a que haya lugar.

**ARTICULO 285.-** Para los efectos de la determinación presuntiva a que se refiere el artículo anterior, se calculará el derecho considerando indistintamente:

I.- El volumen de agua residual descargada que aparezca en el permiso de descarga respectivo, o en su defecto, el que corresponda al volumen señalado en el título de asignación, concesión, autorización o permiso para el uso o aprovechamiento de aguas nacionales que originan la descarga.

II.- El cálculo que efectúe la Comisión Nacional del Agua, aplicando el procedimiento conforme a la presente Ley debe efectuar el contribuyente para medir el promedio de la cantidad y calidad de la descarga de agua residual para efectos del pago del derecho a que se refiere el presente capítulo.

III.- El cálculo que resulte de aplicar como factor de contaminación, una concentración de demanda química de oxígeno de 6,000 miligramos por litro de sólidos suspendidos totales de 1,000 miligramos por litro.

IV.- La información que se proporcione sobre el particular por las autoridades fiscales o por las autoridades competentes en materia de equilibrio ecológico y protección al ambiente, en el ejercicio de sus respectivas facultades.

V.- La cuantificación del daño ecológico a los bienes nacionales a que se refiere el presente Capítulo, realizada por autoridades ecológicas, en el ámbito de su competencia.

VI.- Los medios indirectos de la investigación económica o de cualquier otra clase.

En el caso de determinación presuntiva, se deducirá el monto resultante de aplicar las normas técnicas ecológicas sobre concentraciones máximas permisibles de demanda química de oxígeno y de sólidos suspendidos totales, expedidas por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología o en su caso, se aplicará la deducción prevista en el inciso d) de fracción IV del artículo 281.

En el caso de descargas fortuitas a que se refiere la fracción V del artículo anterior se podrá utilizar como monto del derecho respectivo, la cuantificación del daño a que se refiere la fracción V de este artículo, sin deducción alguna.

La Secretaría de Hacienda y Crédito Público determinará el derecho y exigirá su pago con base en la determinación que efectúe la Comisión Nacional del Agua, en los términos del presente artículo.

**ARTICULO 286.-** Los ingresos que se obtengan por los derechos a que se refiere este Capítulo, se destinarán a la Comisión Nacional del Agua, para cubrir los gastos de operación, conservación, mantenimiento, inversión y financiamiento de infraestructura hidráulica, hasta el monto que señale el presupuesto de egresos que le hubiere sido autorizado para el ejercicio.

La parte de los ingresos que exceda el límite señalado en este artículo no tendrá destino específico y se enterará a la Tesorería de la Federación a más tardar en el mes siguiente a aquél en que se obtuvo el ingreso.

## DISPOSICIONES TRANSITORIAS

**ARTICULO VIGESIMO OCTAVO.-** Para la aplicación de lo dispuesto por el artículo anterior, se estará a las siguientes disposiciones transitorias:

I.- Quedan sin efecto las disposiciones que en materia de derechos se establecen en leyes distintas de la Ley Federal de Derechos.

II.- El derecho por el uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales, a que se refiere el Capítulo XIV del Título II, entrará en vigor el 10. de octubre de 1991.

No pagarán el derecho a que se refiere el párrafo anterior por un plazo que no excederá de doce meses contados a partir del 10. de octubre de 1991, los contribuyentes que informen y demuestren a satisfacción de la autoridad competente, en la forma y periodicidad que de a conocer la Secretaría de Hacienda y Crédito Público, que tienen en proceso la realización del proyecto constructivo o la ejecución de las obras de control de calidad de sus descargas, necesarias para cumplir con la normatividad respectiva en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.



## **ANEXO No. 2**

### **METODOS DE AFORO**

## MÉTODOS DE AFORO.

Un adecuado diseño y correcta operación de un sistema de tratamiento requieren del conocimiento exacto de los volúmenes o gastos que se manejan.

Son diversos los métodos o sistemas apropiados y existentes para determinar el volumen de agua que se trata o maneja. El seleccionar uno u otro método estará en función de varios aspectos como son:

- Acceso o facilidad para la toma de lecturas.
- Confiabilidad esperada en las medidas o lecturas realizadas.
- Condiciones físicas de la tubería de descarga.

En este sentido se analizarán los métodos utilizados con mayor frecuencia, siendo estos para mediciones en conductos, canales o tuberías a cielo abierto o cerrados que trabajan por gravedad, es decir sin ejercer presión sobre el fluido.

### 1.- Método de sección pendiente.

Este método se basa fundamentalmente en la determinación de la velocidad que el fluido estudiado lleva en el conducto, así como el área que utiliza la descarga en la misma tubería.

Las fórmulas que se aplican en este caso son las siguientes:

a)  $Q = v * A$  donde:

$Q$  = Gasto,  $m^3/seg.$

$v$  = Velocidad del fluido,  $m/seg.$

$A$  = Área que ocupa el fluido en el conducto o tubería,  $m^2.$

b)  $v = (1/n) * r^{2/3} * s^{1/2}$  (fórmula de Manning)

$n$  = Coeficiente de rugosidad de la tubería.

$r$  = Radio hidráulico.

$s$  = pendiente o inclinación de la tubería.

Datos conocidos:

$D$  = Diámetro de la tubería de descarga.

$n$  = Coeficiente de rugosidad de la tubería.

$s$  = pendiente o inclinación de la tubería.

Datos que se obtienen en campo

d = Tirante del agua o fluido conducido o descargado.

Datos que se estiman o seleccionan.

n = Coeficiente de rugosidad.

La tabla No.2.1 presenta los coeficientes de rugosidad recomendados, en relación con el tipo de material con que está construido el conducto o tubería, así como el estado físico que conserva.

Un elemento de fundamental importancia para la obtención de volúmenes o gastos de descarga, por ese método, es el cálculo del perímetro mojado y radio hidráulico que se maneja en el conducto, cálculos que son complicados y laboriosos, por lo que la tabla No. 2.2 presenta estos datos, siendo esta una herramienta de mucha utilidad para la aplicación de esta técnica de aforo.

Ejemplo:

Suponiendo una descarga, de agua residual, en una tubería de concreto en buen estado y con diámetro "D" de 0.30 mts. (30 cm.) que tiene un desnivel de 30 cms. en 15 metros de longitud, calcular el gasto de descarga, si se mide un tirante de 0.10 mts. (10 cms.)

Datos conocidos:

D = 0.30 mts. (diámetro del tubo)

s = 0.30 / 15 = 0.020 (pendiente).

d = 0.10 mts. (tirante)

n = 0.013 (estimado y obtenido de la tabla No. 2.1.)

Cálculos a realizar:

$$d/D = 0.1 / 0.3 = 0.33$$

Con este dato pasamos a la tabla No. 2.2 y obtenemos:

$$A / D^2 = 0.226 \text{ se despeja } A$$

$$A = 0.226 * 0.3^2 ; A = 0.02034$$

De la misma tabla obtenemos

$$r / d = 0.1848 \text{ se despeja } r.$$

$$r = 0.1848 * 0.10 ; r = 0.01848$$

Con estos datos aplicamos la fórmula de Manning.

$$v = (1/n) * r^{2/3} * s^{1/2}$$

$$v = (1/0.013) * (0.01848)^{2/3} * (0.02)^{1/2}$$

Obteniendo así la velocidad del agua en el conducto o tubería.

$$v = 0.76 \text{ m/seg.}$$

Continuando con las operaciones y aplicación de fórmulas, tenemos:

$$Q = v * A \quad ; \quad Q = 0.76 * 0.02034$$

$$Q = 0.01546 \text{ M}^3/\text{seg.} = 15.46 \text{ L/seg.}$$

## 2.- Método de sección velocidad.

Este método se utiliza cuando por diversas causas no es posible medir la pendiente o desnivel que tiene el conducto o tubería de descarga.

En este caso el área "A" que ocupa el agua descargada, se obtiene de la misma forma que en el caso anterior, es decir, conociendo el diámetro "D" de la tubería de descarga, el tirante "d" de la misma descarga y apoyándonos en la tabla No.2.2.

Para la obtención la velocidad del líquido descargado, simplemente se toman dos puntos de referencia, en los cuales pueda verse claramente el flujo, se deja caer un material flotante (puede ser un pedazo de plástico o cualquier material que no se obstruya en la tubería y que a la vez no se disuelva en el agua) en el primer punto de observación, el cual debe ser el más alto de la descarga, se toma con toda la exactitud posible el tiempo que transcurre desde que el cuerpo flotante toca el agua en el primer punto y lo que tarda en aparecer en el segundo punto de observación. Adicionalmente se mide la distancia entre los dos puntos y por simples operaciones matemáticas se calcula la velocidad del líquido en el conducto.

Para estos casos es recomendable repetir la prueba, al menos diez veces, en el mismo punto y obtener un promedio de los tiempos medidos.

La confiabilidad de este método no es muy alta, ya que pueden existir interferencias en el interior de la tubería o bien que el cuerpo sea detenido total o parcialmente en las paredes del conducto.

### Ejemplo.

Se tiene una tubería de concreto en buen estado con diámetro de 0.30 mts., se mide un tirante "d" de 0.10 mts. y se hicieron varias lecturas de tiempo que en promedio dieron 30 segundos entre dos pozos de visita distantes 15 mts. uno del otro. Calcular el gasto de descarga.

$$Q = v * A$$

$$D = 0.30 \text{ mts.}$$

$$d = 0.10 \text{ mts.}$$

$$d / D = 0.33$$

De la tabla No. 2.2 obtenemos

$$A = 0.02034 \text{ m}^2.$$

Cálculo de la velocidad del agua:

$$\text{Tiempo medido} = 30 \text{ seg.}$$

$$\text{Distancia} = 15 \text{ mts.}$$

$$v = \text{distancia} / \text{tiempo} ; v = 15 / 30 ; v = 0.5 \text{ m/seg.}$$

$$Q = v * A ; Q = 0.15 * 0.02034$$

$$Q = 0.0102 \text{ m}^3/\text{seg} ; Q = 10.2 \text{ L/seg.}$$

### 3.- Método de Volumen-tiempo.

Este método es recomendable aplicarlo cuando los volúmenes de descarga son pequeños y se tenga caída libre en la descarga. Cuando el volumen de descarga es grande se requiere un depósito de captación igualmente grande, lo que dificulta su manejo.

El método consiste básicamente en captar en un depósito el agua descargada y tomar el tiempo durante el cual se está recibiendo el volumen de descarga.

Posteriormente se mide el volumen de agua recuperada, contando así con los datos necesarios para el cálculo del flujo.

Ejemplo:

Si recuperamos el volumen de una descarga en un recipiente de 20 litros, y ocupamos un tiempo, para llenar este recipiente, de 45 segundos, por una regla de tres simple y realizando operaciones aritméticas:

Si en 45 segundos recuperamos 20 litros, cuántos litros se estuvieron descargando por segundo.

$$20 \text{-----} 45$$

$$X \text{-----} 1$$

$$X = 20 / 45 ; X = 0.44 \text{ L/seg.}$$

### 4 Vertedores.

El uso de vertedores es uno de los métodos más comunes y confiables para la medición de gastos de descarga en canales abiertos y en plantas de tratamiento de aguas residuales.

Estos consisten básicamente en una placa metálica regularmente, con escotadura rectangular, y más comúnmente triangular o en forma de V, con los bordes afilados, colocada verticalmente de forma tal que el flujo pase y caiga libremente.

Para la determinación del gasto es necesario únicamente medir la altura del agua (h) sobre la cresta del vertedor y aplicando las fórmulas correspondientes.

a) Vertedores en V o vertedores triangulares. (fig. 2.1)  
Para estos vertedores se aplican las siguientes fórmulas:

1). si el ángulo del vertedor triangular es de 90.

$$Q = 1.34 h^{2.47}$$

Q en m<sup>3</sup>/seg; h en metros.

2). Si el ángulo del vertedor es de 60..

$$Q = 0.775 h^{2.47}$$

b) Vertedores rectangulares, ( fig 2.2).

El cálculo del flujo utilizando estos vertedores es más complicado y menos confiable, ya que se tienen que realizar algunos cálculos de prueba y error para llegar al dato más aproximado, sin embargo la fórmula que arroja el valor más real es:

$$Q = 1.84 L h^{3/2}$$

Q en m<sup>3</sup>/seg; h en metros.

L = ancho del vertedor en metros.

c) Vertedores Proporcionales

Los vertedores proporcionales son construidos con una forma especial, para la cual el caudal varía proporcionalmente a la altura del agua. En muchos casos se utilizan cuando es necesario controlar la velocidad del flujo, comúnmente en desarenadores.

Para estos vertedores se aplica la siguiente fórmula:

$$Q = 2.74 * (a*b)^{1/2} * (H-a/3)$$

en donde

Q = Caudal en m<sup>3</sup>/seg.

a = altura mínima.

b = ancho de la base

H = altura del agua

La figura No. 2.3 presenta una forma típica de un vertedor proporcional.

La fórmula de las paredes esta dada por la fórmula:

$$x/b = 1 - 2/ \text{arc tg } y/a$$

Teniendo fijos los valores de "a" y "b" se dan valores a "x" y se obtienen valores de "y".

### 5.- Otros Métodos de Aforo.

#### Medidor Parshall:

Este tipo de medidor de gasto fue ideado para mediciones de agua para irrigación en canales abiertos, cuenta con una sección de entrada con sus lados levemente convergentes hacia una angostura a "garganta" con dimensiones cuidadosamente fijadas y una sección de salida cuyos lados divergen en mayor proporción hacia la anchura original del canal. Para la determinación del gasto mediante formulas y/o tablas, es necesario solamente tomar la medida de la profundidad del agua, aguas arriba de la garganta a una distancia fija.

El medido Parshall se puede construir de cualquier material, sin embargo debe tenerse cuidado especial en las dimensiones de la garganta y cuidar que sea un material que no sufra ataques químicos o desgaste por abrasion.

Como se menciona antes, este medidor esta constituido por 3 partes fundamentales que son; la entrada, la garganta y la salida. La primera esta formada por 2 paredes verticales simétricas y convergentes, con fondo o plantilla horizontal, la garganta esta formada por 2 paredes verticales y paralelas, cuyo fondo es inclinado con una pendiente 2.67:1 y la salida consta de 2 paredes verticales y divergentes con el fondo ligeramente inclinado hacia arriba.

La figura No. 2.4 muestra un medidor o aforador Parshall típico.

La fórmula que se aplica para aforadores Parshall con anillos de garganta "W" entre 1 y 8 pies (30.48 - 243.8 cms) es

$$Q = 0.372 W (3.281 \text{ Ha})^{1.57} W^{-0.026}$$

Para un aforador con W = 0.15 mts.

$$Q = 0.3812 * \text{Ha}^{1.57}$$

Es muy común encontrar equipos de medición Parshall automatizados que dan lecturas continuas del gasto recibido, el cual regularmente se gráfica continuamente. Existen en la actualidad proveedores fabricantes o distribuidores que suministran e instalan medidores Parshall automatizados.

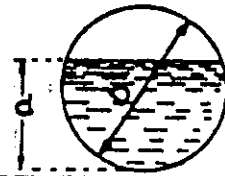
VALORES DE  $n$  DADOS POR HORTON PARA SER EMPLEADOS EN  
LAS FORMULAS DE KUTTER Y MANNING.

SUPERFICIE	CONDICIONES DE LAS PAREDES			
	PERFECTAS	BUENAS	MEDIANAMENTE BUENAS	MALAS
Tubería fierro forjado negro comercial.	.012	.013	.014	.015
Tubería fierro forjado galvanizado comercial.	.013	.014	.015	.017
Tubería de latón o vidrio.	.009	.010	.011	.013
Tubería acero remachado en espiral.	.013	.015*	.017*	
Tubería de barro vitrificado.	.010	.013*	.015	.017
Tubos comunes de barro para drenaje.	.011	.012*	.014*	.017
Tabique vidriado.	.011	.012	.013	.015
Tabique con mortero de cemento; albañales de tabique.	.012	.013	.015*	.017
Superficies de cemento pulido.	.010	.011	.012	.013
Superficies aplanadas con mortero de cemento.	.011	.012	.013*	.015
Tuberías de concreto.	.012	.013	.015*	.016
Tuberías de duela.	.010	.011	.012	.013
<b>ACUEDUCTOS DE TABLON:</b>				
Labrado.	.010	.012*	.013	.014
Sin labrar.	.011	.013*	.014	.015
Con astillas.	.012	.015*	.016	
Canales revestidos con concreto.	.012	.014*	.016*	.018
Superficie de mampostería con cemento.	.017	.020	.025	.030

TABLA No. 2.1



AREA, PERIMETRO MOJADO Y RADIO HIDRAULICO EN CONDUCTOS CIRCULARES, PARCIALMENTE LLENOS.



$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{r}{D}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{r}{D}$
.01	.0013	.2003	.0066	.51	.4027	1.5908	.2531
.02	.0037	.2838	.0132	.52	.4127	1.6108	.2561
.03	.0069	.3482	.0197	.53	.4227	1.6308	.2591
.04	.0105	.4027	.0262	.54	.4327	1.6509	.2620
.05	.0147	.4510	.0326	.55	.4426	1.6710	.2649
.06	.0192	.4949	.0389	.56	.4526	1.6911	.2676
.07	.0242	.5355	.0451	.57	.4625	1.7113	.2703
.08	.0294	.5735	.0513	.58	.4723	1.7315	.2728
.09	.0350	.6094	.0574	.59	.4822	1.7518	.2753
.10	.0409	.6435	.0635	.60	.4920	1.7722	.2776
.11	.0470	.6761	.0695	.61	.5018	1.7926	.2797
.12	.0534	.7075	.0754	.62	.5115	1.8132	.2818
.13	.0600	.7377	.0813	.63	.5212	1.8338	.2839
.14	.0668	.7670	.0871	.64	.5308	1.8546	.2860
.15	.0739	.7954	.0929	.65	.5404	1.8755	.2881
.16	.0811	.8230	.0986	.66	.5499	1.8965	.2899
.17	.0885	.8500	.1042	.67	.5594	1.9177	.2917
.18	.0961	.8763	.1097	.68	.5687	1.9391	.2935
.19	.1039	.9020	.1152	.69	.5780	1.9606	.2950
.20	.1118	.9273	.1206	.70	.5872	1.9823	.2962
.21	.1199	.9521	.1259	.71	.5964	2.0042	.2973
.22	.1281	.9764	.1312	.72	.6054	2.0264	.2984
.23	.1365	1.0003	.1364	.73	.6143	2.0488	.2995
.24	.1449	1.0239	.1416	.74	.6231	2.0714	.3006
.25	.1535	1.0472	.1466	.75	.6318	2.0944	.3017
.26	.1623	1.0701	.1516	.76	.6404	2.1176	.3025
.27	.1711	1.0928	.1566	.77	.6489	2.1412	.3032
.28	.1800	1.1152	.1614	.78	.6573	2.1652	.3037
.29	.1890	1.1373	.1662	.79	.6655	2.1895	.3040
.30	.1982	1.1593	.1709	.80	.6736	2.2143	.3042
.31	.2074	1.1810	.1755	.81	.6815	2.2395	.3044
.32	.2167	1.2025	.1801	.82	.6893	2.2653	.3043
.33	.2260	1.2239	.1848	.83	.6969	2.2916	.3041
.34	.2355	1.2451	.1891	.84	.7043	2.3186	.3038
.35	.2450	1.2661	.1935	.85	.7115	2.3462	.3033
.36	.2546	1.2870	.1978	.86	.7186	2.3746	.3026
.37	.2642	1.3078	.2020	.87	.7254	2.4038	.3017
.38	.2739	1.3284	.2061	.88	.7320	2.4341	.3008
.39	.2836	1.3490	.2102	.89	.7384	2.4655	.2996
.40	.2934	1.3694	.2142	.90	.7445	2.4981	.2980
.41	.3032	1.3898	.2181	.91	.7504	2.5322	.2963
.42	.3130	1.4101	.2220	.92	.7560	2.5681	.2944
.43	.3229	1.4303	.2257	.93	.7614	2.6021	.2922
.44	.3328	1.4505	.2294	.94	.7662	2.6467	.2896
.45	.3428	1.4706	.2331	.95	.7707	2.6906	.2864
.46	.3527	1.4907	.2366	.96	.7749	2.7389	.2830
.47	.3627	1.5108	.2400	.97	.7785	2.7934	.2787
.48	.3727	1.5308	.2434	.98	.7816	2.8578	.2735
.49	.3827	1.5508	.2467	.99	.7841	2.9412	.2665
.50	.3927	1.5708	.2500	1.00	.7854	3.1416	.2500

TABLA No. 2.2

$H$  = carga del vertedor  
 $L$  = longitud de cresta

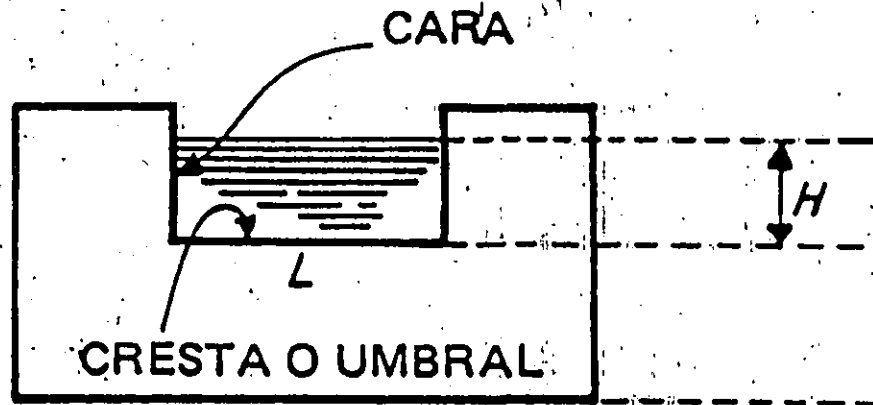
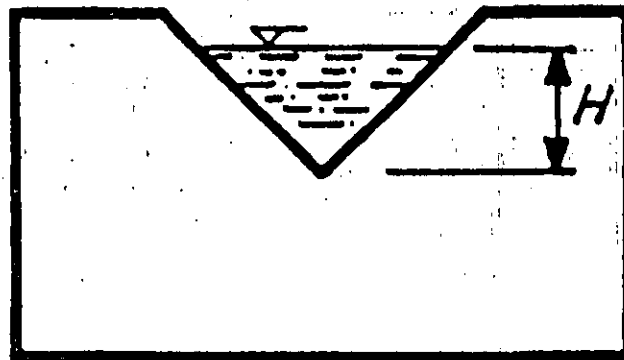


FIGURA No. 2.2

FIGURA No. 2.1



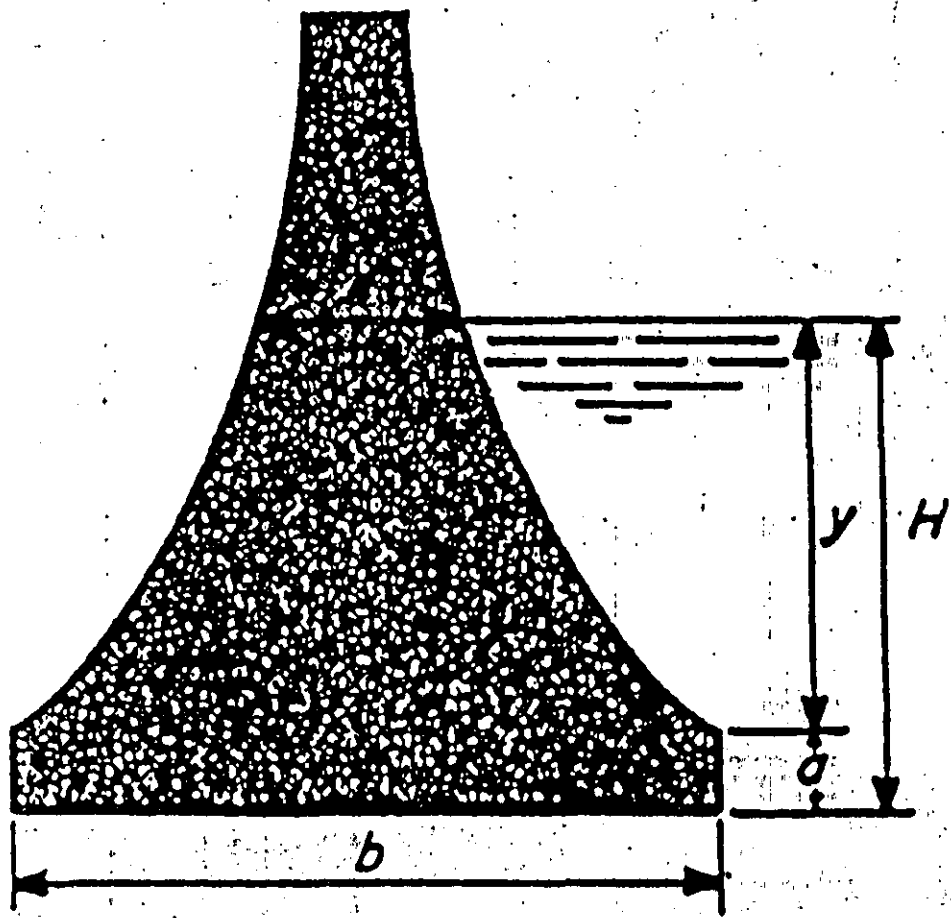
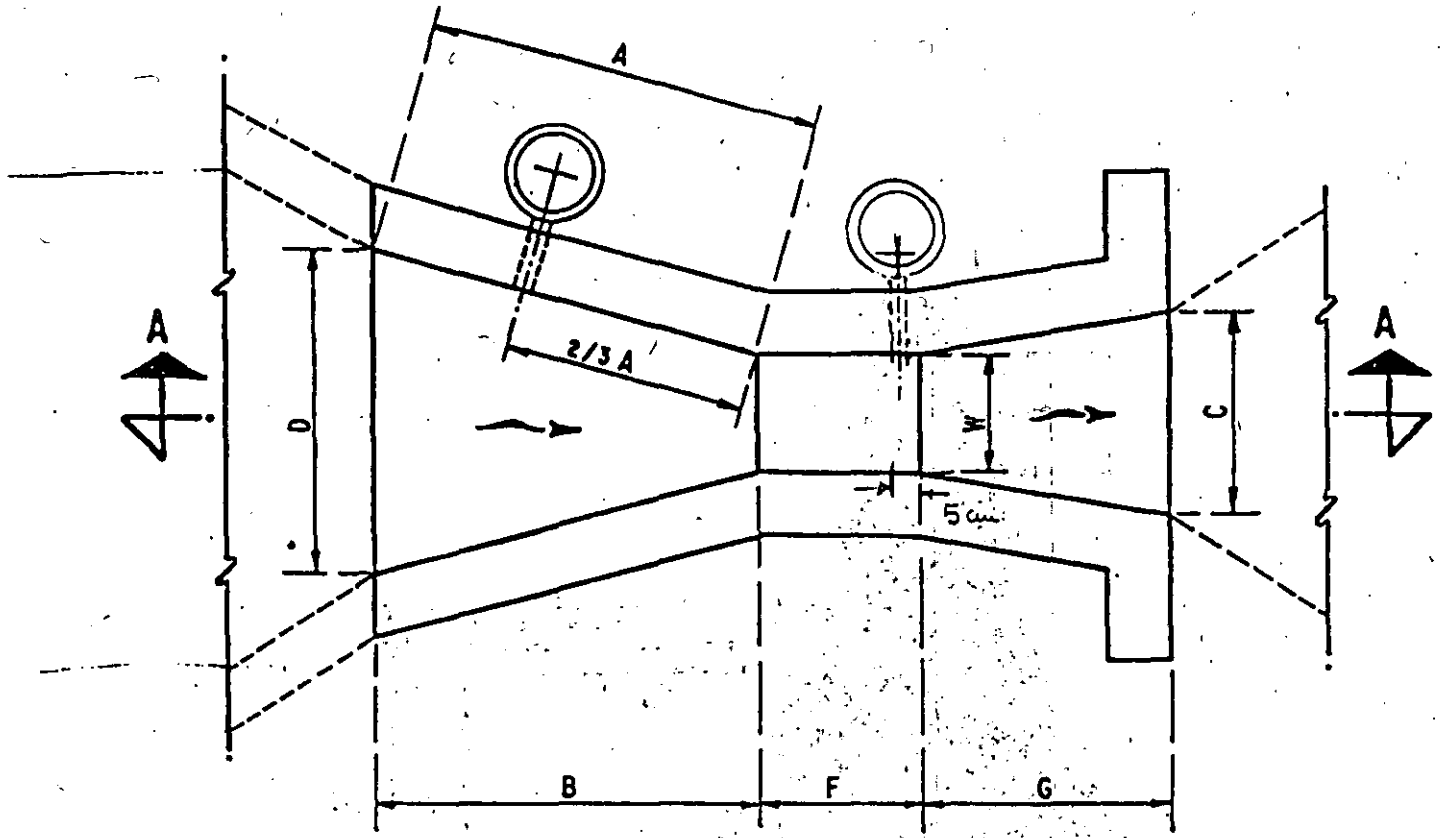
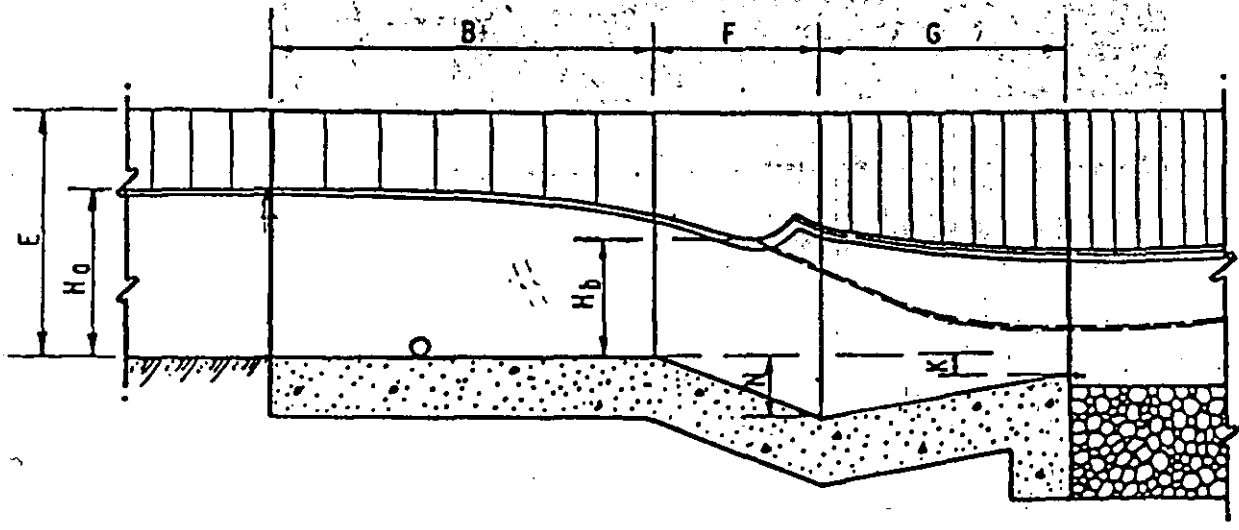


FIGURA No. 2.3



PLANTA



CORTE A — A

FIGURA No. 2.4

## **ANEXO No. 3**

### **MUESTREO Y PRESERVACION DE MUESTRAS**

## MUESTREO Y PRESERVACION DE MUESTRAS.

### 1.- Técnicas de muestreo para aguas residuales.

Una muestra es parte de un todo, y esta muestra representará las características de este todo, en el caso que nos ocupa este todo será el agua residual que se está caracterizando, en determinado punto de la planta, ya sea de producción o de tratamiento de aguas. La mayoría de las conclusiones, decisiones y acciones que se tomen en el diseño y/o en la operación de la planta de tratamiento, dependerán, en gran medida, de los resultados de la muestra.

Generalmente, las muestras se definen e identifican por el tipo y método de muestreo. Una muestra puede ser de tipo individual o compuesta y puede ser colectado por un método manual o automático.

Una muestra individual es aquella que se toma en un instante en particular, y representa las condiciones existentes en ese momento, este tipo de muestras se requieren para determinar ciertos parámetros, como por ejemplo: pH, cloro residual, oxígeno disuelto, grasas y aceites y coliformes totales y fecales. Algunas de estas determinaciones como pH, cloro residual, temperatura y oxígeno disuelto, pueden monitorearse en forma continua usando sensores. El uso de estos instrumentos reducen el tiempo entre muestreo y análisis además de ser precisos, sin embargo requieren de un programa periódico, llevado por personal calificado, de limpieza, calibración y mantenimiento, de los equipos utilizados. Otras situaciones donde una muestra individual puede utilizarse es:

- Cuando el agua a muestrear no presenta variaciones, considerables, en cuanto a sus características.
- Cuando en la corriente en estudio o en la planta de tratamiento llega una descarga inusual, y a partir de esta muestra se trate de determinar el tipo y fuente de la descarga.
- Cuando el flujo de descarga de agua residual sea intermitente, por ejemplo en algunos procesos industriales.
- Y cuando las autoridades respectivas requieren que se determinen ciertos parámetros con muestras individuales.

Una muestra compuesta la forma un número determinado de muestras individuales, colectados en un periodo de tiempo, generalmente de 24 horas. Las situaciones cuando una muestra compuesta debe tomarse son:

- Cuando las condiciones promedio del agua residual o punto intermedio de la planta, en un periodo de tiempo, son necesarias para hacer ajustes en el control del proceso.

- Cuando el permiso de descarga, de la planta de tratamiento, o autoridades, especifican que deben ser muestras compuestas.

- Cuando se calcula la eficiencia del funcionamiento de la planta de tratamiento.

La muestra compuesta puede ser de volumen fijo (compuesta simple) o muestra de flujo proporcional.

En la recolección de muestras compuestas simples, el intervalo entre toma de muestra y el volumen colectado son constantes, este tipo de muestras se recomiendan cuando el flujo no varía más del 15 % del flujo promedio, y generalmente se usan para muestrear los lodos de los tanques de aeración y digestor y lodos de recirculación.

Para calcular el volumen de la muestra compuesta simple, el intervalo entre toma de muestras y el tamaño de la muestra individual que formarán la muestra compuesta no varían, a continuación se presenta el siguiente ejemplo:

Se requiere un volumen de muestra compuesta de cuatro litros, con muestras individuales colectadas a intervalos de dos horas durante 24 horas. El volumen de cada muestra individual será de:

Número de muestras por día = 24 horas / 2 horas entre toma de muestra.

No. de muestras por día = 12

Volumen de cada muestra = 4000 ml / 12 muestras = 330 ml en cada toma de muestra individual.

En una muestra compuesta de flujo proporcional, el volumen de cada muestra individual se toma en proporción al flujo de la corriente a muestrear. Antes de realizar este tipo de muestreo se debe realizar un programa, donde se requieren las mediciones de flujo de la corriente a caracterizar. El procedimiento es el siguiente:

1.- Determinar el volumen de la muestra compuesta.

2.- Dividir el volumen anterior entre el número de muestras a tomar, en un periodo de 24 horas.

3.- Obtener el flujo promedio diario, de la corriente a caracterizar.

4.- Dividir (2) entre (3), el resultado serán ml/l/seg.

5.- Multiplicar (4) por la lectura de flujo mínimo, de la corriente a muestrear, el resultado serán ml.

6.- Si es necesario ajustar (5) a una lectura hacia arriba, para que sea un volumen medible.

7.- Hacer una tabla de registro proporcional, iniciando con el volumen mínimo e incrementar los estos, iniciando con el flujo menor registrado.

A continuación se presenta un ejemplo numérico:

1.- Suponer un volumen de muestra compuesta a recuperar de 3 L. = 3000 ml.

2.- Si el número de muestras a coleccionar son 24 en un periodo de 24 horas, entonces el volumen de cada muestra será de:

$$3000 \text{ ml} / 24 = 125 \text{ ml.}$$

3.- Supongamos que el flujo promedio son: 14 L/seg.

4.- Dividir (2) / (3) :

$$125 \text{ ml} / 14 \text{ L/seg} = 8.92 \text{ ml/L/seg.}$$

5.- Suponiendo que la lectura menor del flujo que se está muestreando son 5 L/seg., este valor se multiplica por (4):

$$8.92 \text{ ml/L/seg} * 5 \text{ L/seg} = 44.6 \text{ ml.}$$

6.- Ajustar (5) a 45 ml.

7.- Hacer una tabla de registro de muestreo proporcional, iniciando con el volumen mínimo e incrementar los flujos. Iniciando con el flujo menor registrado, en este caso iniciar con 5 L/Seg.

Flujo L/seg	Volumen de muestra, ml.
5	45
6	54
7	63
8	72
9	81
10	90
11	99
12	108



Flujo.L/seg	Volumen de muestra, ml.
13	117
14	126
15	135
16	144
17	153
18	162
19	171
20	180

## 2.- Técnicas de preservación de muestras:

Las muestras de agua, agua residual, y puntos intermedios en una planta de tratamiento, se recolectan con el propósito de obtener y usar los resultados de los análisis practicados a estas. Sin embargo en el tiempo que transcurre entre la toma de la muestra y su análisis pueden ocurrir cambios físicos, químicos y biológicos que alteran los resultados, por lo tanto las muestras deben manejarse de tal manera que se minimicen estos cambios, así como para prevenir y evitar una contaminación externa.

La siguiente tabla presenta los métodos de preservación, volumen requerido, tipo de recipiente requerido y tiempos máximos que deben transcurrir antes de realizar el análisis para los parámetros que comúnmente se requieren en la caracterización de un agua residual.

PARAMETRO	Volumen requerido	Recipiente	Método para preservar	tiempo manejo
Color	50	P,V	Refrig 4 °C	24 hr.
Conductividad	100	P,V	No requiere	28 días
Dureza	100	P,V	HNO <sub>3</sub> a pH < 2	6 meses.
DBO <sub>5</sub>	1000	P,V	Refrigerar	6 hr.
DOO	100	P,V	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> a pH < 2	7 días.
Cloro residual	500	P,V	Analizar Inmediatamente	0.5 hr.
Fluoruro	300	P	No requiere	28 días.
Metales	(b)	P,V(a)	HNO <sub>3</sub> a pH < 2	6 meses.
Nitrógeno:				
Amoniacal	500	P,V	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> a pH < 2 y refrigerar	7 días.
Nitratos	100	P,V	Analizar inmediato o refrigerar	48 hr.
Nitritos	100	P,V	" "	48 hr.
Orgánico, Kjeldal	500	P,V	Refrigerar y H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> a pH < 2	7 días.
Grasas y aceites	1000	V( boca ancha)	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> a pH < 2 y refrigerar.	28 días
pH	100	P,V	Inmediato	0.5 hr.
Sólidos	1000	P,V	Refrigerar	7 días.
Fosfatos	100	V(a)	Refrigerar	48 hr.

(a) Enjuagar el recipiente con una solución de  $\text{HNO}_3$ .

(b) Depende del Número de metales a analizar. (regularmente 1500 ml. es suficiente).

P = Envase de plástico.

V<sub>1</sub> = Envase de vidrio.

**ANEXO No. 4**

**REJILLAS, DESARENADORES Y DESMENUZADORES**

## PRETRATAMIENTO (REJILLAS , DESARENADORES Y DESMENUZADORES)

### 1.- Introducción y objetivo.

También denominado tratamiento preliminar, es un paso previo al tratamiento de las aguas residuales o aguas negras. Consiste básicamente en retener y/o separar de ellas, todos los cuerpos o constituyentes gruesos o de gran tamaño que pueden obstruir o dañar el funcionamiento de bombas, tuberías o unidades subsecuentes de tratamiento.

Por todo ello, los dispositivos para el pre-tratamiento se diseñan y construyen para:

a) Separar o disminuir el tamaño de los sólidos orgánicos grandes que flotan o están suspendidos, tales como trozos de madera, vidrio, tela, papel, plástico, basura, etc.

b) Separar los sólidos inorgánicos como arenas, grava, objetos metálicos, etc.

c) Separar cantidades excesivas de grasas y aceites.

Fundamentalmente, las unidades que conforman un pretratamiento (separación de sólidos) son:

a) Rejillas (gruesas y/o delgadas)

b) Desmenuzadores

c) Desarenadores

Otra unidad, que si bien no da un pre-tratamiento a las aguas residuales, si es conveniente, recomendable y la mayoría de las veces indispensable, es una estructura de desviación o derivación de caudal, la cual conforma una herramienta muy útil cuando es necesario desviar una parte o la totalidad del agua residual recibida, a fin de dar mantenimiento preventivo o correctivo a las unidades de pre-tratamiento o subsecuente. Usualmente, esta estructura de desviación (By-pass), es colocada a la entrada de la planta antes de las unidades de pretratamiento.

En el caso de aguas residuales de origen industrial que se someten a un proceso biológico, es frecuentemente necesario contar con una unidad para neutralización, la cual es considerada también como un pre-tratamiento.

Por último, otra unidad comúnmente utilizada, son los tanques de captación para la homogenización y/o regulación de caudal que alimentará a las unidades de tratamiento. Estas unidades, gene-

ralmente se instalan después de las unidades de pre-tratamiento y consisten básicamente en tanques de volumen considerablemente grande que permitan almacenar excedentes o flujos pico de caudal para que, a su vez este almacenamiento permita dosificar las unidades subsecuentes cuando el caudal es mínimo o nulo.

Es verdaderamente importante contar con estas unidades ya que ellas garantizaran un gasto de alimentación uniforme a las unidades de tratamiento primario y secundario.

## 2. Rejillas o cribas.

Están formadas por barras, usualmente espaciadas desde 2 hasta 15 cms. Generalmente tienen claros de 2.5 a 5 cms. y, por regla general, estas se instalan con una inclinación de 45 a 60 con la vertical cuando su limpieza es automática. Su propósito es detener sólidos gruesos.

La limpieza de ellas puede ser manual o mecánica por medio de rastrillos automáticos.

Para las rejillas de limpieza manual, se recomienda que el ángulo de inclinación con la vertical sea de 30. y 45. como máximo, para facilitar la limpieza.

Para el diseño de un canal de rejías, es decir, para calcular el número de rejías, el espesor de ellas y consecuentemente el claro entre rejías, debe cuidarse que la velocidad del agua entre rejías sea mayor de 60 cms/seg. pero menor de 75 cms/seg., a fin de evitar que se deposite arena o partículas en esta unidad, y a la vez que la velocidad del agua entre las rejías no arrastre la basura retenida. Fig No. 1.

## 3.- Desarenadores.

Las aguas negras y/o aguas residuales, generalmente contienen cantidades importantes de sólidos inorgánicos como arena, cenizas, grava, etc., los cuales deben removerse a fin de evitar daños en tuberías y bombas, causados por la abrasión de estos materiales. igualmente se evitará el taponamiento de tuberías o tolvias de almacenamiento de lodos.

Los desarenadores son canales regularmente anchos, en los cuales se transporta el agua residual a una velocidad relativamente baja, para permitir la sedimentación de arenas y todas las partículas de peso y diámetro considerablemente alto.

Los desarenadores normalmente tienen 2 configuraciones: cuando son de limpieza manual, se emplean canales rectangulares, en tanto que los de limpieza mecánica pueden ser tanques cuadrados con mecanismo de rastras o bien canales con rastras de desplazamiento longitudinal.

Para lograr controlar o mantener una velocidad del agua uniforme en el canal desarenador, independientemente del flujo de agua que se esté manejando o recibiendo, se instalan en la salida del canal vertedores proporcionales, cuya cualidad es precisamente eso, mantener una velocidad uniforme del agua en el desarenador. Usualmente se recomienda mantener una velocidad que sea igual o ligeramente mayor de 30 cms/seg. pero menor de 60 cms/seg., a fin de lograr que se sedimente la arena y partículas, sin que se logre depositar la materia orgánica presente en el agua.

Otro parámetro importante a manejar en el diseño de desarenadores es la carga superficial (Cs), la cual deberá ser de  $0.023 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{seg.}$

#### 4.- Desmenuzadores o trituradores.

Son dispositivos que sirven para remover, triturar o cortar los sólidos hasta un tamaño tal que se permita su incorporación a las aguas negras sin peligro de obstruir bombas o tuberías o afectar sistemas de tratamiento posteriores.

Estos deben siempre colocarse después del canal de rejillas o cribas y son regularmente hojas dentadas y afiladas, fijas o móviles que actúan en forma continua. fig No. 2.

#### 5.- Tanques de pre-aeración.

La pre-aeración es un tratamiento preliminar que en ocasiones se le da a el agua residual, consiste en aerar el agua para remover gases, adicionar oxígeno y provocar o aumentar la flotación de grasas y aceites.

Este pre-tratamiento es recomendable cuando el agua residual recorre largas distancias en las líneas de drenaje y se vuelve séptica o rancia.

El promover un incremento de flotación de grasas y aceites es importante, ya que su presencia puede ocasionar obstrucción o taponamiento en bombas y tuberías, se deposita en las paredes de los tanques y puede ocasionar la flotación de lodos en el proceso de clarificación, puede además ser la causa de una disminución en las eficiencias de los sistemas de aeración.

Una buena pre-aeración se logra introduciendo aire a las aguas negras durante un periodo de 20 a 30 minutos.

#### 6.- Manejo y disposición de los desechos del pretratamiento.

Usualmente, los residuos captados en el canal de rejillas y en los dispositivos de retención y separación de materia flotante y grasas y aceites, son de aspecto y olor desagradable, por lo que usualmente se recurre a su disposición final mediante la incineración y/o enterrado en sitios previamente acondicionados para ello.

Los desechos retenidos en los desarenadores, son regularmente gravas y arenas en su mayoría, cuya disposición final puede ser en un terreno disponible para ello sin que esto cause malos olores o aspectos desagradables.

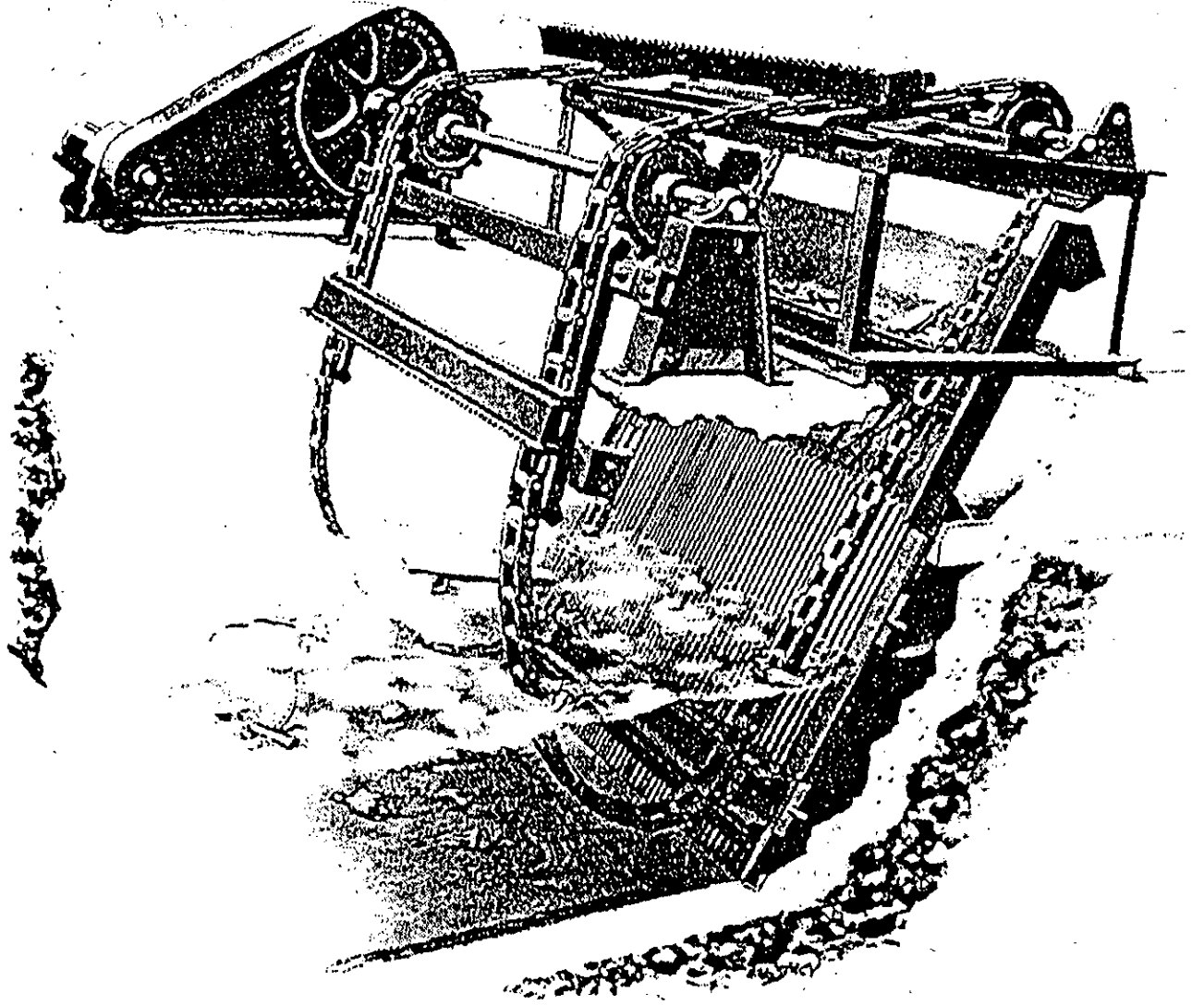


FIG. 1



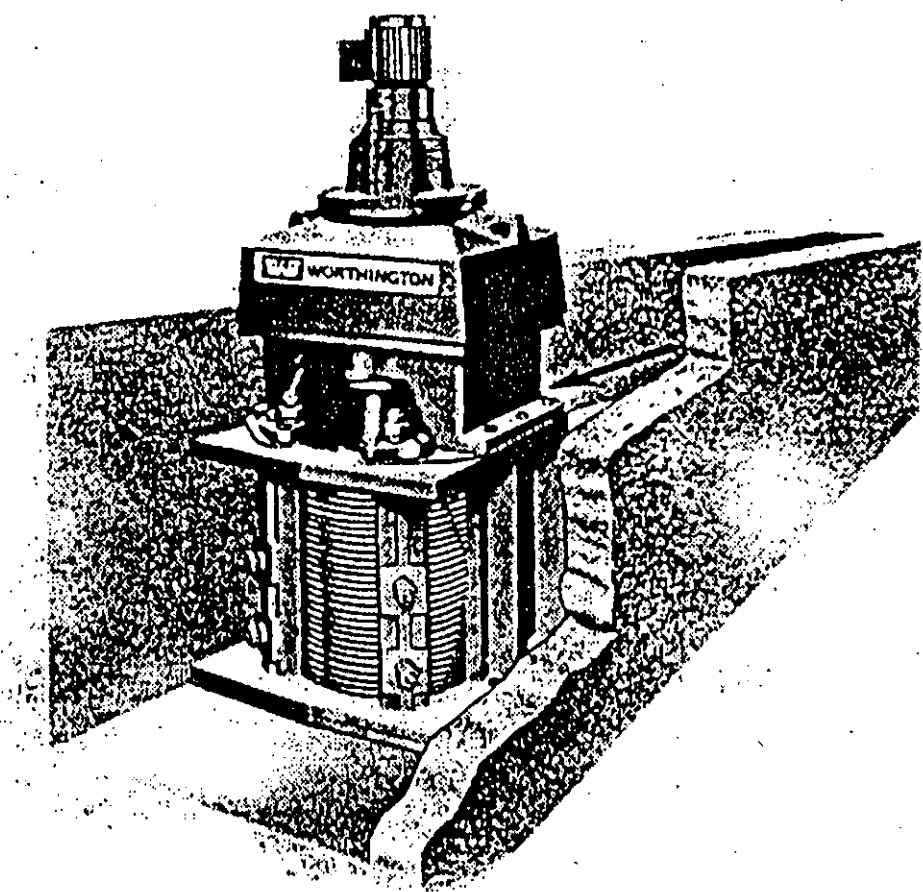


FIG. 2

**ANEXO No. 6**

**TRATAMIENTO PRIMARIO**

## TRATAMIENTO PRIMARIO

### INTRODUCCION.

El tratamiento primario es el paso siguiente al pretratamiento (rejillas, desarenador y desmenuzador) en la mayoría de las plantas de tratamiento de aguas residuales.

En estas unidades se separan o elimina un importante porcentaje del contenido de sólidos suspendidos presentes en el agua negra o agua residual el cual oscila entre 40 y 60%, adicionalmente se remueven aquí natas, material flotante y grasas y aceites.

Lo anterior se logra mediante un simple proceso físico de asentamiento o sedimentación, aquí la actividad biológica es casi nula. El propósito fundamental de los dispositivos para el tratamiento primario consiste en disminuir suficientemente la velocidad del agua, regularmente a 1 ó 2 cms/seg., permitiendo así que todos los sólidos en suspensión se depositen en el fondo de los tanques.

Mediante un sistema de rastras, son removidos los sólidos depositados así como los materiales flotantes. Estos materiales son extraídos en forma intermitente a intervalos frecuentes los cuales son determinados en base a:

- Volumen de descarga.
- Cantidad de sólidos presentes en el agua residual.
- Capacidad de las tolvas recolectoras de sólidos también llamados lodos crudos o lodos primarios.

Cuando se eliminan sólidos sedimentables y sólidos en suspensión, es muy probable que una buena cantidad de ellos contengan materia orgánica, por lo que al retenerlos, se eliminará también algún porcentaje de DBO. La eficiencia de remoción de DBO en un sedimentador primario oscila entre un 15 y un 35%, dependiendo del tipo de agua residual que se esta recibiendo.

### 2 TIPOS DE TANQUES.

Los sedimentadores en general, también llamados clarificadores, tanto primarios como secundarios, tienen regularmente 2 configuraciones:

- a). Sedimentadores rectangulares: Más frecuentemente utilizados en sedimentación primaria. Figuras Números. 1, 2, y 3.
- b). Sedimentadores circulares: Normalmente utilizados para sedimentación secundaria Fig. No. 4.

Los sedimentadores primarios, sin importar su configuración, deben estar equipados con sistemas de rastras que acarreen los sólidos (lodos crudos) hasta las tolvas en donde se depositan para ser extraídos, a esta extracción de lodos se le denomina "Purga de lodos". También están equipados con un sistema de desnatadores, los cuales acarreen los sólidos flotantes, espumas, natas, grasas y aceites hasta algún sistema de captación de ellos para su remoción mecánica o manual.

En caso de sedimentadores rectangulares, las rastras cumplen la doble función de acarrear lodos y natas.

En los tanques rectangulares, las rastras se fijan cerca de las orillas a una cadena sin fin que pasa sobre engranes accionados por motores.

Las rastras se hacen pasar lentamente rozando el fondo del tanque, empujando los sólidos sedimentados hacia una tolva de lodos localizada en el extremo de entrada del agua, luego son levantadas por la cadena hacia la superficie del tanque, en donde, parcialmente sumergidas, sirven para empujar los sólidos flotantes, natas y grasas y aceites, a un colector de natas situado en el extremo de la salida del tanque. Otro tipo de mecanismo consiste en un puente viajero del mismo ancho del tanque, del cual se suspende una paleta o rastra que empuja los sólidos hacia el punto de descarga, y otra paleta desnatadora para los sólidos flotantes. Estas paletas trabajan solamente al moverse el puente en una dirección, quedando sueltas cuando se les hace regresar en dirección contraria.

Los tanques circulares tienen armadura horizontal fijada a un eje central impulsado por un motor. El fondo de los tanques está inclinado hacia el centro y las rastras empujan a los sólidos sedimentados hacia la tolva de lodos que hay en el centro. Las armaduras desnatadoras están sujetas a la flecha central en la superficie, para recolectar los sólidos flotantes y natas hacia un depósito receptor.

### 3 TIEMPOS DE RETENCIÓN Y CARGA SUPERFICIAL.

Los sedimentadores primarios normalmente se diseñan para que puedan mantener el agua residual durante un tiempo de retención hidráulico de 1.5 a 3 horas.

Para calcular el tiempo de retención hidráulico de un sedimentador necesitamos conocer:

a). Volumen del Sedimentador.

b). Gasto de agua residual.

Ejemplo:

Si se tiene un tanque con un volumen 3,000 m<sup>3</sup> y un gasto de 0.5 m<sup>3</sup>/seg. (500 lts/seg.).

Tiempo de retención:  $t_r = 3,000/0.5 = 6,000 \text{ seg.}$

$6,000 \text{ seg.}/3600 \text{ seg/h} = 1.66 \text{ horas}$

$t_{\text{ret.}} = 1 \text{ hora } 40 \text{ minutos.}$

Otro parámetro importante en el diseño de sedimentadores primarios es:

Carga hidráulica superficial:

El valor de este parámetro debe oscilar entre 32 y 48  $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ .

Ejemplo:

Si el gasto de agua residual  $Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$  (500 lts/seg.), en un día se tiene un gasto de:

$Q \text{ día} = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg} * 86,400 \text{ seg/día} = 43,200 \text{ m}^3/\text{día}$

Si se desea calcular la carga superficial con la que esta operando un tanque de dimensiones conocidas, se hace de la siguiente manera:

Se mide el Area superficial del tanque:

suponiendo un tanque de 20 x 54 mts.

Area superficial = 1,080  $\text{m}^2$ .

Carga superficial  $C_s = 43,200 \text{ m}^3/\text{día} / 1080 \text{ m}^2$

$C_s = 40 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$

Por lo contrario, si se desea diseñar un tanque desedimentación se debe seleccionar la carga superficial ( $C_s$ ), cuyo valor debe oscilar entre los valores recomendados (32-48  $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ ).

Adicionalmente se conoce el gasto de diseño.

Ejemplo:

$Q$  conocido = 0.5  $\text{m}^3/\text{seg}$ . (500 lts/seg).

$C_s$  seleccionada = 48  $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{seg.}$

Area superficial = ( $Q$  en  $\text{m}^3/\text{día}$ ) /  $C_s$

= (43,200  $\text{m}^3/\text{día}$ ) / 48  $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$

$A = 900 \text{ m}^2$ .

Mientras mayor sea el tiempo de retención hidráulico (t. ret.) y menor sea la carga hidráulica superficial (Cs) mayor será la eficiencia de remoción de sólidos sedimentables y sólidos suspendidos, sin embargo se debe cuidar que el tiempo de retención no sea demasiado alto, ya que se puede agotar el oxígeno presente en el agua, creándose condiciones anaerobias y generación de gases, los cuales al salir a la superficie pueden provocar arrastre o levantamiento de sólidos.

#### Profundidad de Tanques:

La profundidad de los tanques de sedimentación no influye en el diseño de los mismos para la separación de los sólidos, sin embargo debe procurarse una altura suficiente para almacenar los lodos, además de prevenir altura suficiente que promueva una velocidad lenta del agua para evitar el levantamiento de sólidos por la misma velocidad del agua.

Usualmente los sedimentadores primarios se diseñan y construyen con alturas o profundidades que van desde los 2.5 hasta los 4 metros.

Un sedimentador primario operado adecuadamente, presenta la siguiente eficiencia de remoción de contaminantes:

Sólidos Sedimentables 95-99%

Sólidos Suspendidos 40-60%

Sólidos Totales 10-20%

DBO 20-35%

Por otra parte, como operador de una planta, es necesario conocer las pruebas y análisis que se deben realizar en los sedimentadores primarios así como la periodicidad de los mismos, para conocer su funcionamiento.

Para lograr ello, es necesario establecer una comunicación constante con el laboratorio, a fin de que la planta opere satisfactoriamente.

Estas pruebas son las siguientes:

Prueba	Frecuencia	Lugar del muestreo	Valor esperado
Sólidos Sedimentables	*	Influente	2-15 ml/L
		Efluente	0.1-0.5 ml/L
pH	cada 2 horas	Influente	6.5-8.0
		Efluente	6.5-8.0

Temperatura	cada 2 horas	Influyente	18-30 .C
		Efluente	18-30 .C
DBO**	Diario	Influyente	150-400 mg/L
		Efluente	5-50 mg/L
Sólidos	Diario	Influyente	100-250 mg/L
		Efluente	10-30 mg/L
Grasas y Aceites	Diario	Influyente	50-200 mg/L
		Efluente	5-15 mg/L

\* Está en función del contenido de sólidos sedimentables y sólidos suspendidos presentes, así como de la capacidad de almacenamiento de las tolvas. Regularmente cada 4 horas.

\*\* Agua residual de origen doméstico exclusivamente.

Para determinar la DBO y sólidos suspendidos es recomendable analizar una muestra compuesta, la cual se integra por la mezcla de muestras individuales tomadas a intervalos de 1 ó 2 horas durante un periodo de 24 horas.

#### 4.- Problemas operativos y solución de ellos.

Los problemas aquí mencionados, aunque no son los únicos, son los que más frecuentemente se presentan, describiendo aquí sugerencias de soluciones, así como su o sus posibles causas.

La naturaleza de los problemas presentados y la presencia de ellos está comunmente relacionadas con la variación de las estaciones del año, es decir con las variaciones de la temperatura o el clima. Paralelamente el origen e inclusive el nivel económico de la población generadora de las descargas residuales puede derivar cambios importantes en la calidad del agua residual.

En temporada de invierno regularmente se presentan mayores problemas para el bombeo de lodos, las líneas de purga de lodos tienen más grasa en sus paredes y frecuentemente hay menos problemas de septicidad y olor. También se incrementa el contenido de natas. Exactamente lo contrario ocurre en el verano.

**Problema:** Flotación de lodo.

**Causa probable:** Descomposición del lodo y se eleva a la superficie.  
Purga insuficiente o incompleta.

**Solución:** Purgar más frecuentemente o durante periodos más prolongados.  
Revisar el funcionamiento de las rastras  
Posible taponamiento de la línea de purga.

**Problema:** Presencia de lodo negro y oloroso. \*

**Causa probable:** Agua residual séptica.

**Solución:** Preaerear el agua residual para evitar o disminuir la septicidad. Esto es frecuentemente necesario cuando hay descargas industriales con altas cargas orgánicas y debe hacerse en el lugar donde se origina la descarga.  
Dosificar cloro en la línea de drenaje o antes del sedimentador, para disminuir su descomposición.  
Modificar para tratar de reducir o eliminar desechos orgánicos como los procedentes de lecherías, cervecerías, tenerías, productos envasados, y textileras, las cuales frecuentemente contienen altas cargas orgánicas.  
Improvisar sistemas hidráulicos para reducir la acumulación de sólidos.

**Problema:** Natas y/o espumas sobrenadantes.

**Causa:** Inadecuada localización u operación de rastras o sistemas recolectores de residuos flotantes.  
Insuficiente remoción de materiales flotantes.  
Vientos con velocidad alta que provocan movimiento de material flotante.

**Solución:** Remoción más continua y frecuente de las natas.



Modificar o cambiar la ubicación del sistema de captación de natas o aumentar el número de unidades.

Problema:

Ruptura de cadenas y/o rastras.

Causa:

Excesiva carga mecánica o esfuerzo mecánico de las rastras o las cadenas.

Presencia de objetos sólidos gruesos que provocan el atascamiento de rastras y consecuentemente su ruptura o la de las cadenas.

Solución:

Vaciado del tanque para revisión del sistema. Este puede ser para una corrección o bien bajo un programa preestablecido de mantenimiento preventivo.

Se deberá revisar el estado físico de las rastras, cadenas, sistemas de guías, zapatas, sistema motriz; etc.

Deberán reemplazarse piezas dañadas o que presenten un desgaste físico importante.

Problema:

Lodos difíciles de remover de las líneas de purga.

Causa:

Alto contenido de arena u otros materiales pesados o de fácil compactación.

Baja velocidad del flujo en la línea de purgas.

Tubería o bombas obstruidas.

Solución:

Instalar desarenadores o mejorar la eficiencia de la operación de los ya existentes.

Localizar y corregir o evitar corrientes que aporten grandes cantidades de arena y que son descargados en el drenaje que conduce a la planta de tratamiento.

Purgar más frecuentemente.

Si no se usa normalmente, utilizar bombeo como ayuda de purga.

Revisar la tubería de purga y bombas.

Limpiar hidráulicamente y en forma periódica las líneas de purga para evitar acumulación de sólidos, grasas o materiales pastosos.

**Problema:** Baja remoción de sólidos suspendidos.

**Causa:** Sobrecarga hidráulica.

Cortos circuitos.

Presencia de partículas de baja sedimentabilidad.

Inadecuado o insuficiente programa de purgas.

Presencia de desechos industriales.

Retorno excesivo de lodos activados o lodos digeridos.

**Solución:** Revisar el diseño del sedimentador y los parámetros del tiempo de retención y carga superficial bajo los cuales está operando.

Revisar físicamente el flujo de líquido en el tanque. Este debe ser eficientemente distribuido en el o los tanques.

Revisar la instalación de vertedores. Aquí el flujo del agua debe ser igual a lo largo de los vertedores.

El uso de reactivos químicos es utilizado con cierta frecuencia para mejorar la eficiencia de remoción de sólidos.

Incrementar los periodos de purga o la frecuencia de ellas.

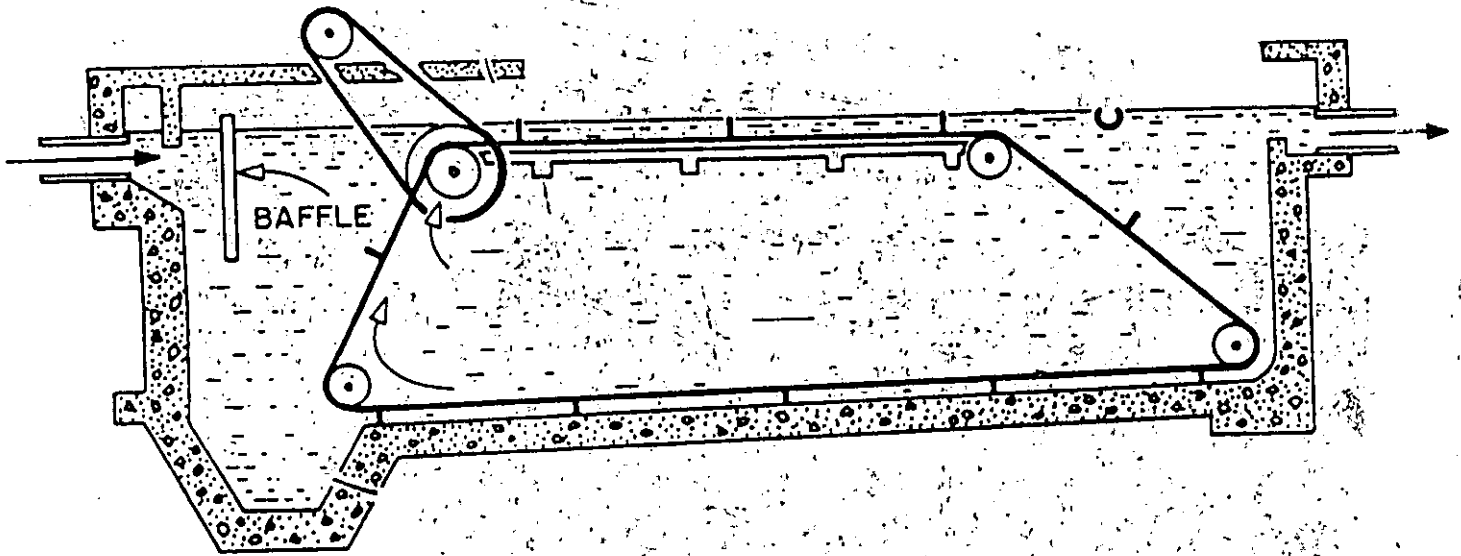


FIG. 1

**ANEXO No. 6**

**DESCRIPCION DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS**

## TRATAMIENTO SECUNDARIO LODOS ACTIVADOS.

### 1.- Introducción a los procesos biológicos

Los objetivos del tratamiento biológico aplicado al agua residual, son coagular y remover los sólidos coloidales y disueltos no sedimentables y estabilizar la materia orgánica.

Los principales microorganismos responsables de remover grandes cantidades de materia orgánica en los procesos biológicos aerobios, son las bacterias, en su mayoría aerobias y facultativas heterótrofas. Pruebas realizadas sobre un número diferente de bacterias indican que están constituidas por aproximadamente 80 por ciento de agua y 20 % de material seco, del cual 90 por ciento es orgánico y 10 por ciento inorgánico, una fórmula aceptada para la materia orgánica es  $C_5H_7O_2N$ , del cual 53 por ciento de peso seco es carbono.

Además de la fuente de carbono orgánico y la presencia de oxígeno, principales abastecedores de carbono y energía para la síntesis y mantenimiento de funciones, debe haber elementos inorgánicos como nitrógeno y fósforo, y trazas de elementos como azufre, potasio, calcio, y magnesio, que son vitales para la síntesis celular.

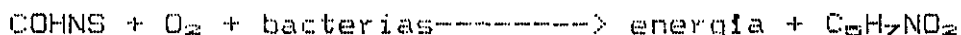
En presencia de oxígeno, la oxidación aeróbica toma lugar; parte de la materia orgánica es sintetizada a nuevos microorganismos, otra parte es oxidada a productos finales relativamente estables como  $C_2$ ,  $H_2O$ , y  $NH_3$ , y en ausencia de materia orgánica las mismas células o microorganismos entran en una etapa endógena para obtener la energía necesaria para el mantenimiento de sus funciones. En la mayoría de los tratamientos biológicos estos tres procesos ocurren simultáneamente.

Para un proceso aerobio, y considerando a las bacterias como la población dominante, los tres procesos anteriores pueden representarse de la siguiente manera.

Oxidación :



Síntesis:



Respiración endógena:



donde COHNS representa la materia orgánica contenida en el agua..

$C_5H_7NO_2$  representa la materia celular bacteriana.

## 2.- DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

La figura No. 1 representa el diagrama típico del tratamiento biológico por el proceso de lodos activados para un sistema de flujo continuo con recirculación de lodos.

El proceso se lleva a cabo de la siguiente manera: El residuo entra al reactor ó aerador en el que se encuentra un cultivo de microorganismos, en su mayoría bacterias en suspensión, las cuales en su conjunto se les conoce como licor mezclado. El medio ambiente aerobio así como la mezcla de sustrato (que es el agua residual influente  $S_0$ ) y de microorganismos (medidos como sólidos suspendidos volátiles SSV) se mantiene mediante el uso de aeración mecánica o inyección de aire mediante sopladores. Después de un determinado tiempo de retención, el licor mezclado pasa a un tanque de sedimentación secundaria, donde se lleva a cabo la separación de microorganismos (en forma de floculos) del agua, la cual sale por la parte superior del tanque, terminando aquí su proceso de tratamiento. Una parte de la biomasa sedimentada es retornada al tanque de aeración para mantener una concentración deseada de sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado, y la otra es retirada del sistema como desecho, siendo este lodo la contaminación que se le ha quitado al agua influente.

Se han encontrado estudios sobre tratamiento de aguas residuales industriales por medio de este proceso (lodos activados) para una gran variedad de desechos líquidos, sin embargo, debido a los giros de cada industria, los efluentes varían en cantidad como en calidad, por lo que es necesario realizar estudios de tratabilidad del agua residual a la que se le dará tratamiento.

Para diseñar un proceso de lodos activados lo más recomendable, cuando se desconoce la calidad del desecho a tratar, es realizar un estudio de tratabilidad, obtener las constantes cinéticas y a partir de estas calcular el volumen necesario para obtener la eficiencia deseada de tratamiento, así como otros parámetros de diseño y operación.

# DIAGRAMA DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

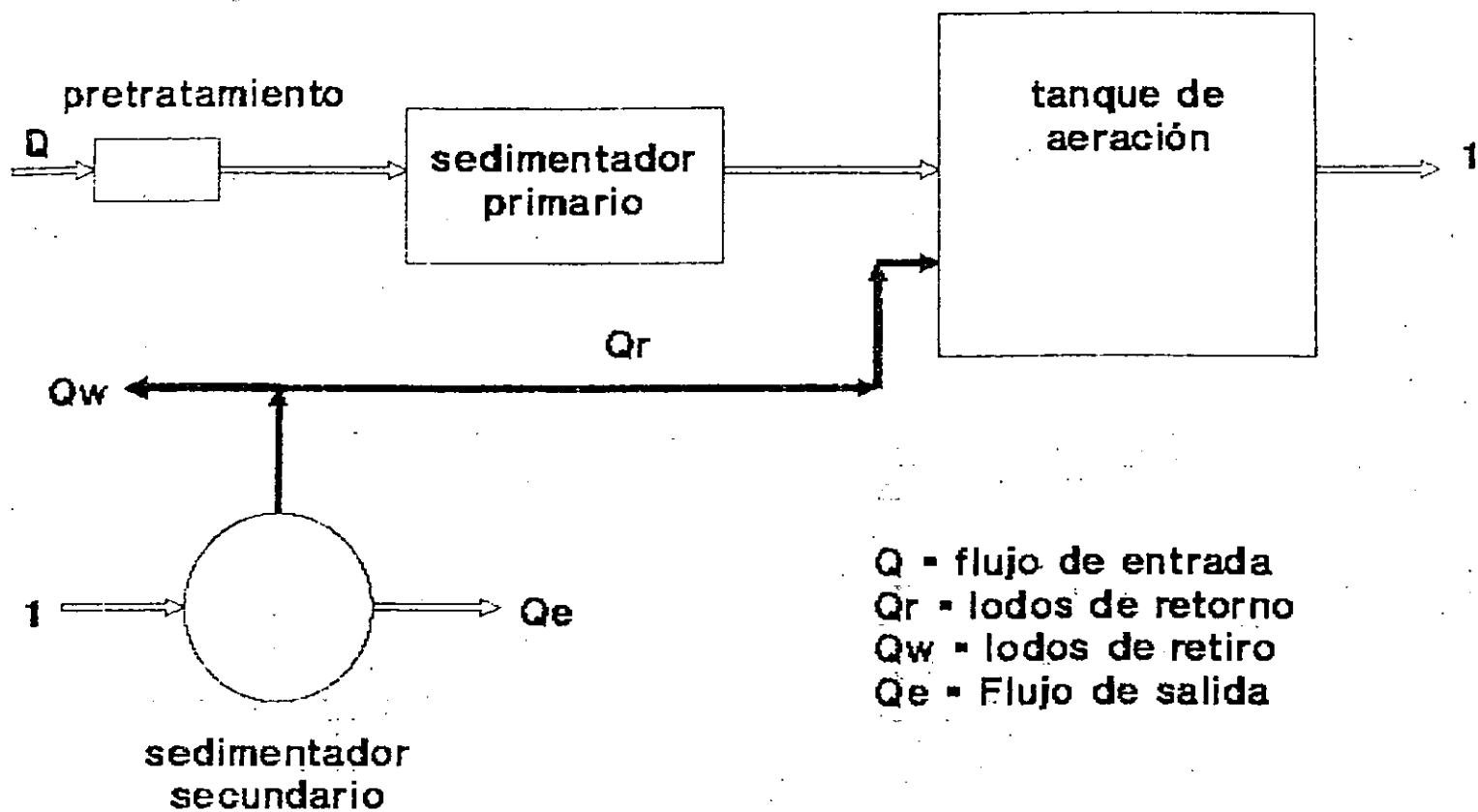
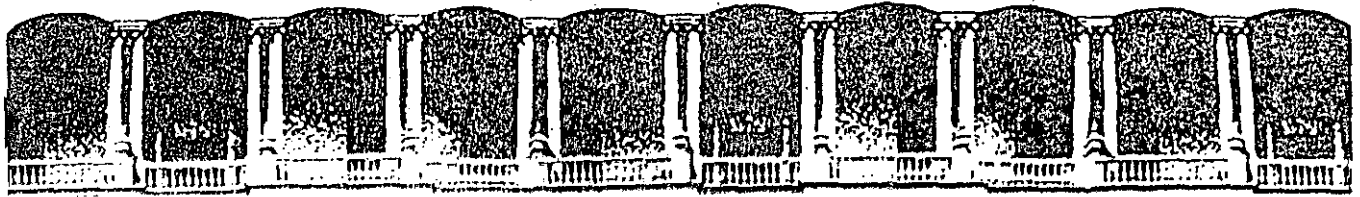


FIG. 1



**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.**

23 al 28 de marzo de 1992.

**C R I B A D O**

**M. EN I. BALTAZAR LUCERO RAMIREZ**

**PALACIO DE MINERIA**



# CRIBADO

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 son capaces de remover de 20 a 35 por ciento de Sólidos Suspendedos y DBO5.

## 3. REJILLAS

Las rejillas (cribas gruesas) se fabrican con barras de acero soldadas a un marco que se coloca transversalmente al canal, son las más comúnmente usadas 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
Tamaño de barras:		
Ancho, mm	5 - 15	5 - 15
Profundidad, mm	25 - 75	25 - 75
Separación libre entre barras, mm	25 - 50	15 - 75
Pendiente con respecto a la vertical en grados	30 - 45	0 - 30
Velocidad de aproximación, m/s	0.3-0.6	0.6-1.0
Pérdida de carga admisible, mm	150	150

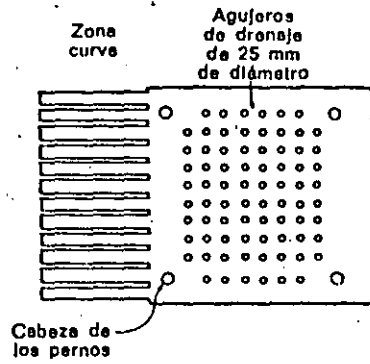
### 3.1 Rejillas de limpieza manual

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.

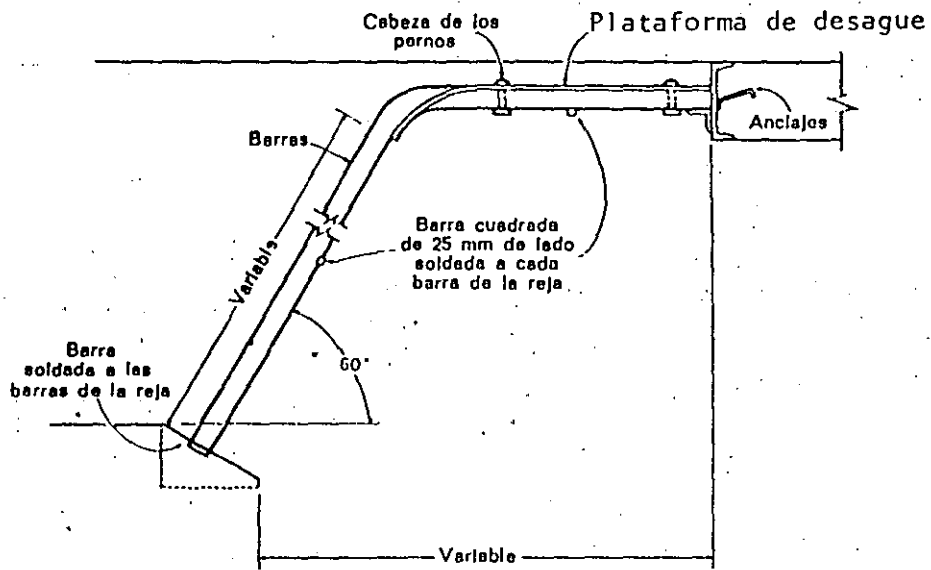
La longitud de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla deberá colocarse una placa perforada para que los sólidos removidos puedan almacenarse temporalmente para su desagüe. En la Figura 1 se muestra una rejilla de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



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 el 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 poniéndolo 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 proveer 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 o mantenerse separado, según sea necesario. En la Figura 4 se muestran algunos arreglos de canales con rejillas.

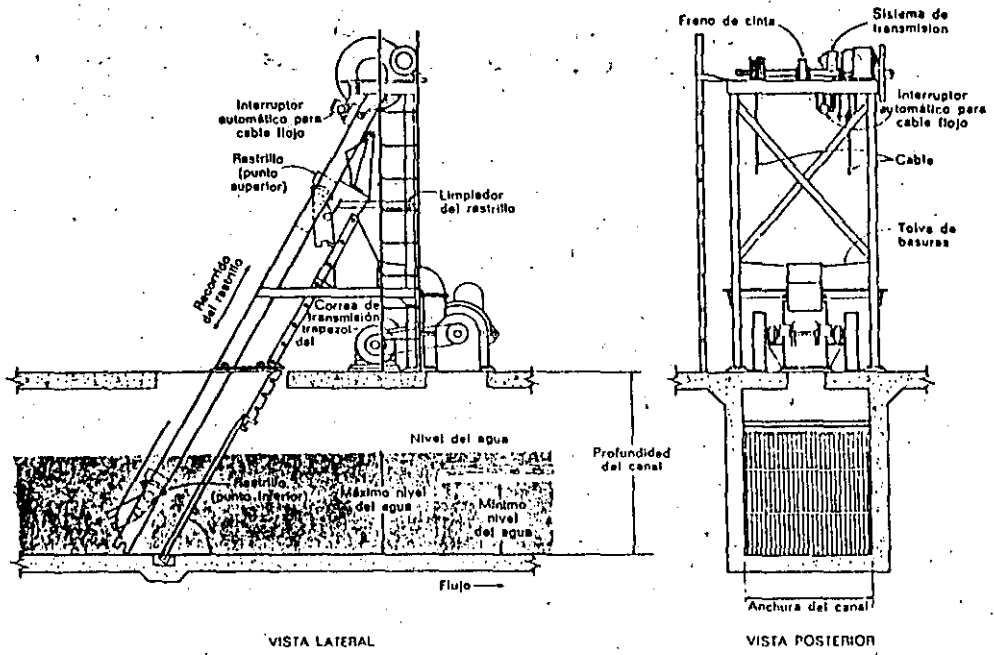


Figura 2 Rejilla mecánica de limpieza frontal

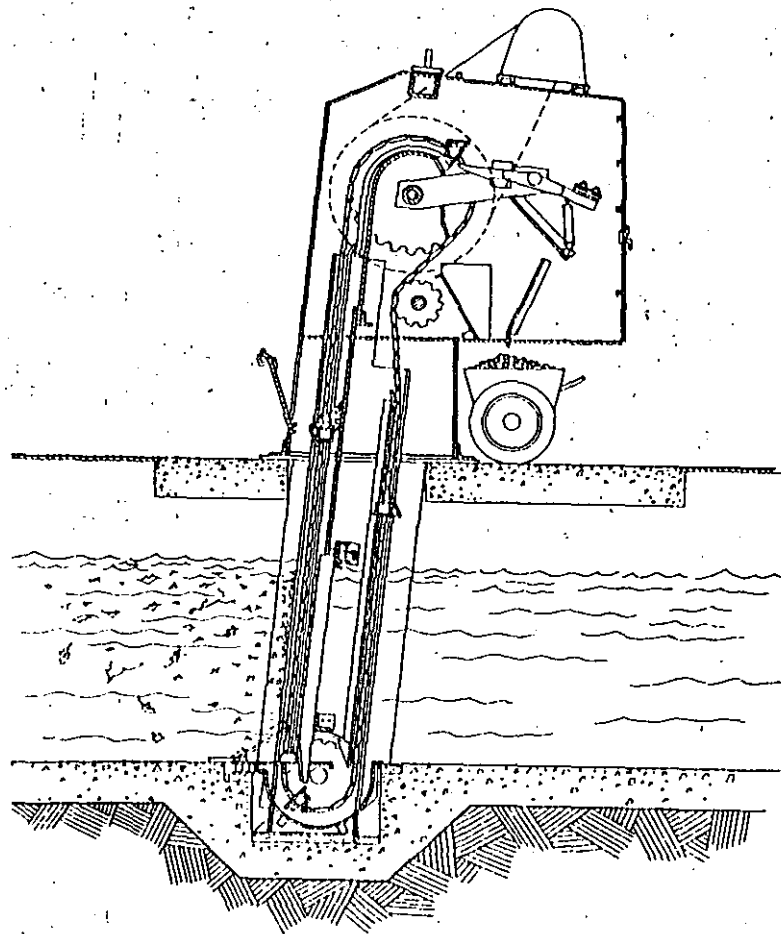


Figura 3 Rejilla mecánica de limpieza posterior

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:

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

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

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

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 =  $9.81 \text{ m/seg}^2$
- $W$  = Ancho máximo de la sección transversal de las barras frente a la dirección del flujo, en m.
- $b$  = Espaciamiento libre mínimo de las barras, en m.
- $\theta$  = 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  $\text{m}^2$
- $C$  = Coeficiente de descarga, igual a 0.60 para rejillas limpias.
- $\beta$  = Factor de forma de las barras:

### Valores de Kirschmer, $\beta$ para rejillas limpias

Tipo de barra	$\beta$
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 trasero. 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 trasero 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, la localización geográfica, las condiciones del tiempo y del tipo y tamaño de las cribas.

La cantidad de material retenido por rejillas varía de 3.5 a 80 m<sup>3</sup> por cada millón de metros cúbicos de aguas residuales con un promedio aproximado de 20 m<sup>3</sup> por cada millón de metros cúbicos. En la Figura 5 se presentó 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/m<sup>3</sup>

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

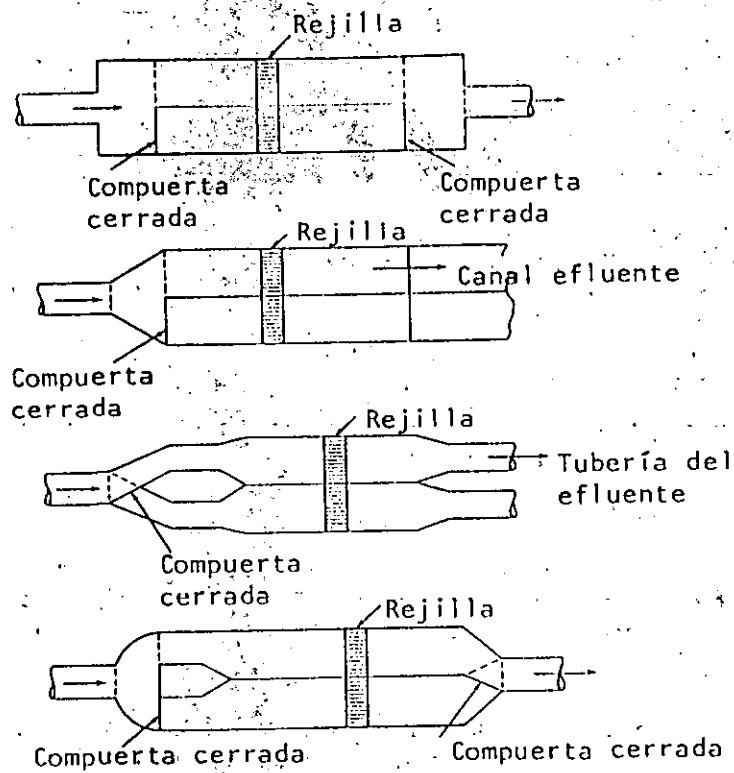


Figura 4 Arreglos de canales dobles con rejilla

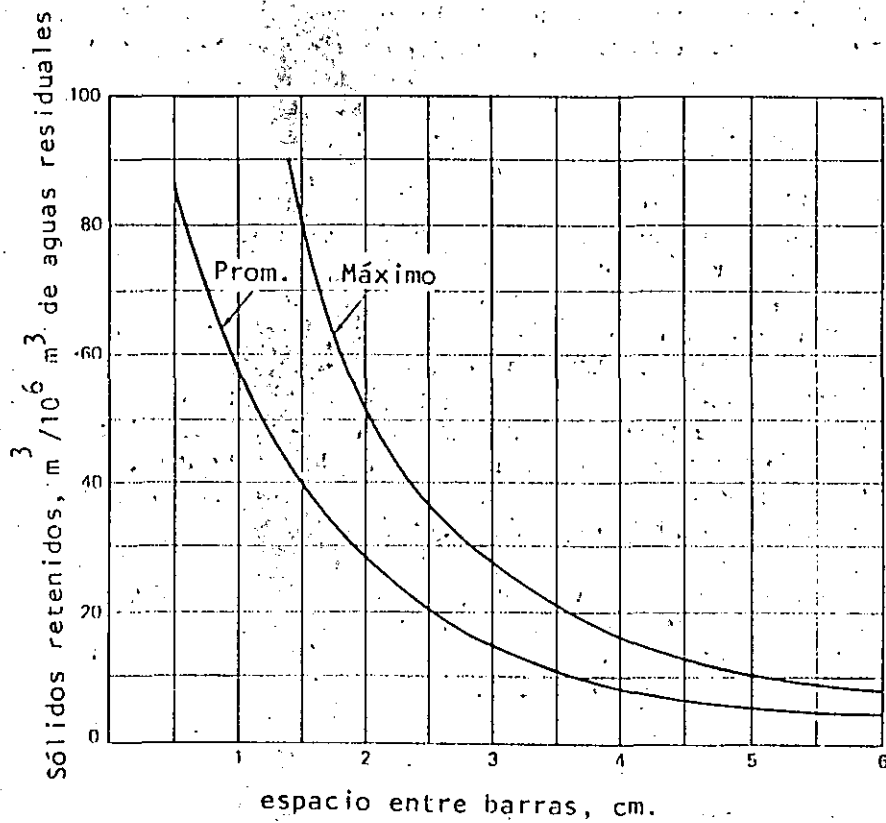


Figura 5 Cantidades de sólidos retenidos por rejillas de limpieza mecánica

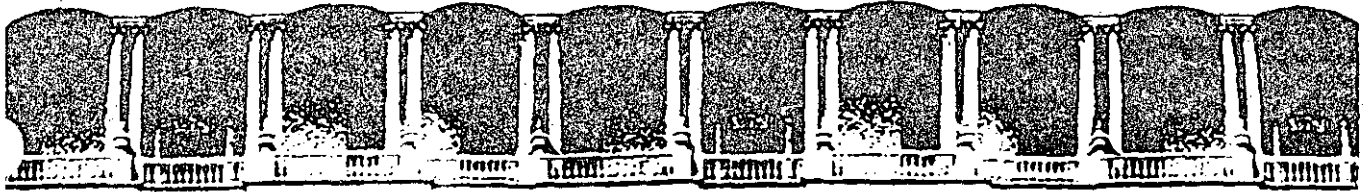


## 5. INFORMACION PARA EL DISEÑO DE REJILLAS

- 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**

**CURSOS ABIERTOS**

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

**30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992**

**SELECCION DE PROCESOS DE TRATAMIENTO**

**M. en I. ARNULFO PAZ SANCHEZ.**

**PALACIO DE MINERIA**

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.

#### CARACTERISTICAS DE AGUAS NEGRAS DOMESTICAS

DETERMINACION	RANGO DE VALORES gr/capita x día
DBO <sub>5</sub>	45 - 54
DQC	1.6 a 1.9 x DBO <sub>5</sub>
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 PREVENCION 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 comúnmente 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

CONTAMINANTES	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:

F U N C I O N	OPERACIONES DE PROCESOS UNITARIOS Y METODOS DE TRATAMIENTO
ESPEZAMIENTO	ESPEZADO 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 losodos 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

di) 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

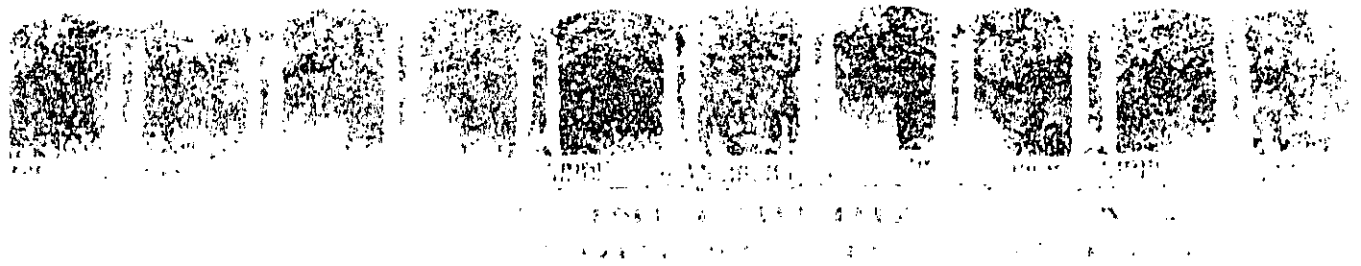
Con base en el costo de la Planta, los costos O.M.R. y la amortización de la inversión, se hará el análisis del costo del tratamiento, que deberá presentarse en  $\$/m^3$  para la capacidad de diseño de la planta, - costo en  $\$/hab \times año$  y en  $\$/kg$  de  $DBO_5$  removida.

## ANEXO 4.1

## PRESERVACION DE MUESTRAS

PRESERVATIVO	ACCION	APLICABLE A:
Hg Cl <sub>2</sub>	INHIBIDOR BACTERIAL	NITROGENO Y FOSFORO EN TODAS SUS FORMAS
ACIDO NITRICO (HNO <sub>3</sub> )	SOLVENTE DE METALES PREVIENE LA PRECIPITACION	METALES
ACIDO SULFURICO (H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> )	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 REFRIGERACION A TEMPERATURAS CERCANAS AL CONGELAMIENTO (0°C), ES LA TECNICA MAS USUAL PARA PRESERVACION, PERO NO ES APLICABLE A TODOS LOS TIPOS DE MUESTRAS.



**C U R S O S    A B I E R T O S**

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS

30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992

LAGUNAS DE ESTABILIZACION

DR. JORGE AGUIRRE MARTINEZ.

PALACIO DE MINERIA



# 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 de depuran después de permanecer estancadas durante un tiempo razonablemente largo. A pesar de que es cierto de 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 periodo 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.

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 remplazan 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,



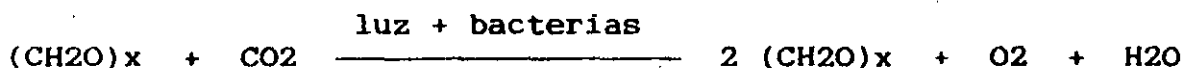
- 2) la formación de ácidos orgánicos de la conversión anaerobia de carbohidratos a células bacterianas y otros compuestos relacionados,



- 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 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 CO<sub>2</sub>; el remanente es utilizado para formar nuevas células (Gloyne, 1969). El CO<sub>2</sub> 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 Nº 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 CO<sub>2</sub>. 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:

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

donde

- t = tiempo de reacción requerido a cualquier temperatura (días)
- t<sub>0</sub> = tiempo de reacción original a una temperatura original (T<sub>0</sub>)
- 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<sub>2</sub>, 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, periodos 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 CO<sub>2</sub> libre para la fotosíntesis, pero aun con la concentración de 0.03% de CO<sub>2</sub>, 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 CO<sub>2</sub> desprendido de la oxidación aerobia de la materia orgánica es aprovechado por las algas durante la fotosíntesis. Por cada 6 moles de CO<sub>2</sub> 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 Nº 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 Nº 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 (Lr, kg/ha/d) puede ser estimada conociendo la carga superficial (La, kg/ha/d):

$$Lr = 9.23 + 0.725 La$$

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 Nº 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 periodo 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  $S^{2-}$  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 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 periodos de anaerobiasis, 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<sub>o</sub> = DBO-5 del influente a 20°C
- t = tiempo de retención para sistemas completamente mezclados
- k<sub>1</sub> = 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 Nº 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  $\theta$  igual a 1.085. Finalmente, la fórmula se puede representar en términos del volumen:

$$V = C*Q*So[\theta^{(35 - T)} - 1]f*f' \quad (4)$$

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)

$\theta$  = 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:

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

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

$k_o$  = coeficiente de biodegradación para el compuesto tóxico

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

$f'$  = 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:

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

donde

$Lo$  = carga orgánica (lbs DBO/a/d)

$F$  = eficiencia fotosintética = 4.0%

$S$  = energía solar (calorías/cm<sup>2</sup>/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:

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

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

$$K T = K T_o e^{-(T_o - T)}$$

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:

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

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 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

cg = 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,

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

donde

- $S_i$  = DBO influente (mg/l)
- $S_e$  = DBO efluente (mg/l)
- $k$  = coeficiente de reacción biológica
- $a$  =  $\sqrt{1 + ktd}$

$d = \text{coeficiente de difusividad} = D/UL = Dt/L^2$   
 $D = \text{coeficiente de dispersión longitudinal (pies cuadrados/hr)}$   
 $U = \text{velocidad del líquido (pies/hr)}$   
 $L = \text{longitud del trayecto típico de una partícula en el reactor (pies)}$

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 Nº 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 Nº 17, para el diseño de sistemas que incorporan lagunas de maduración:

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

donde

$N_0 = \text{concentración influente de bacterias coliformes (NMP)}$   
 $N = \text{concentración efluente de bacterias coliformes (NMP)}$   
 $K = \text{coeficiente de mortandad}$   
 $R = \text{tiempo de retención}$

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 (Gloyna, 1969). La reducción porcentual de bacterias fecales puede ser estimada con las Ecuaciones Nº 18 y 19, respectivamente, para lagunas de tiempos de retención iguales y distintos:

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

y

$$N/N_0 = 1/(KR_1 + 1)(KR_2 + 1) \dots (KR_n + 1) \quad (19)$$



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).

- 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).

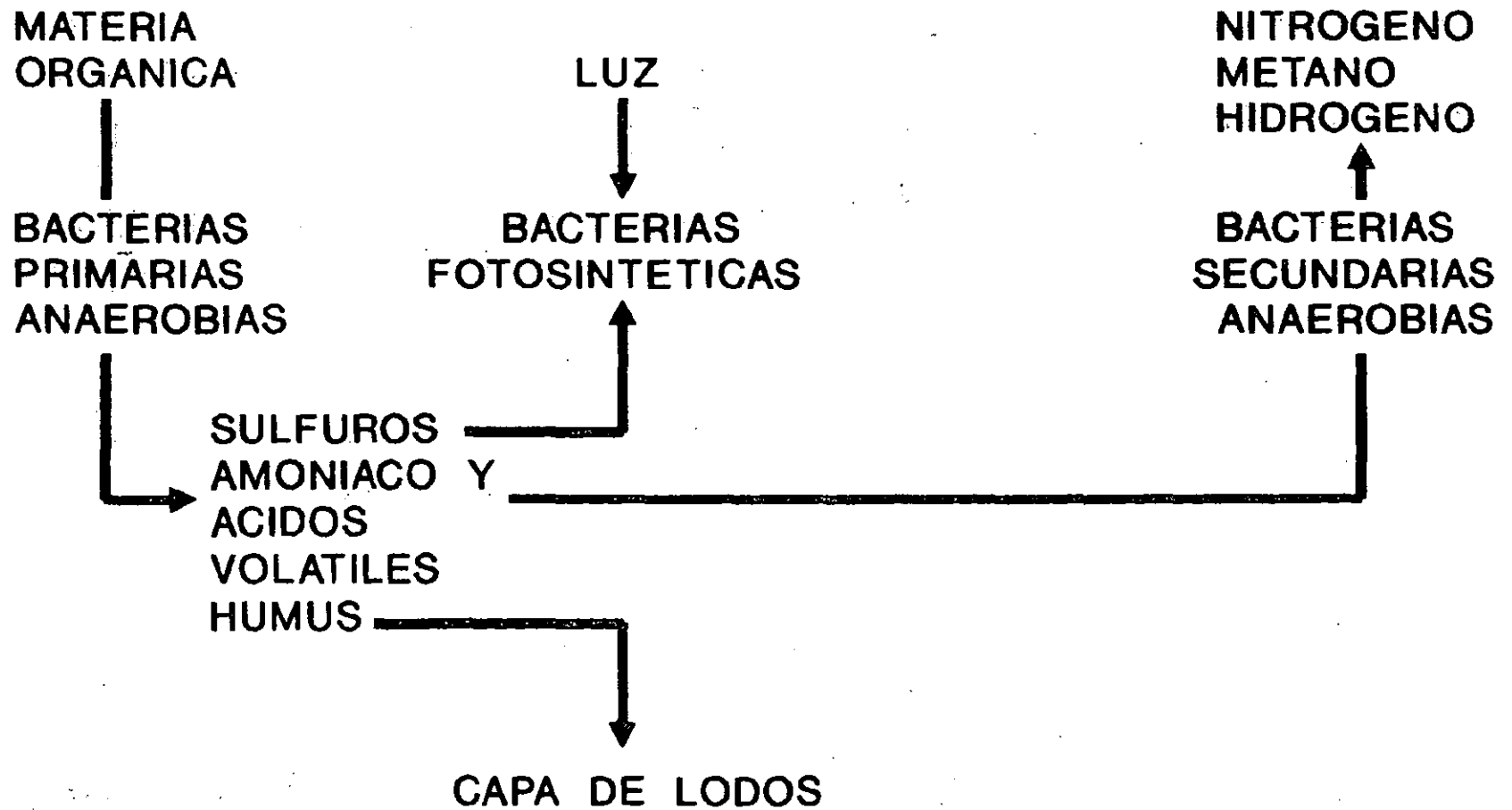
Thirumurthi, D. y Gloyna, E. F., "Relative Toxicity of Organics to Chlorella Pyrenoidosa," Tech. Rep. to the Water Supply and Poll. Cont. Div., USPHS (1965).

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).

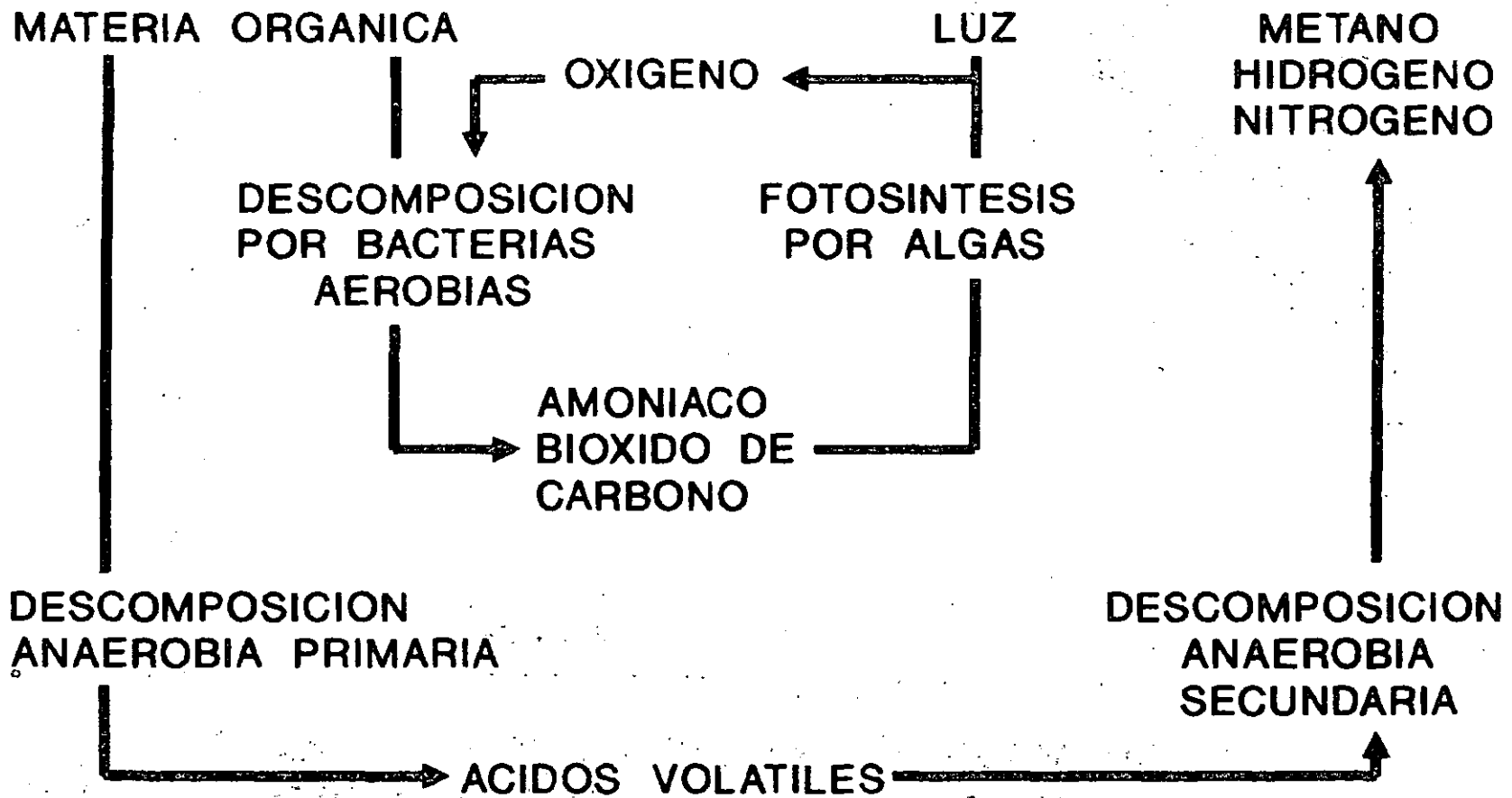
Vincent, L. J., Algie, W. E. y Marais, G. v. R., "A System of Sanitation for Low Cost High Density Housing," Symp. on Hygiene and San. in Relation to Housing, CCTA/WHO (1963).

# DIAGRAMA DE LA ECOLOGIA DE UNA LAGUNA ANAEROBIA



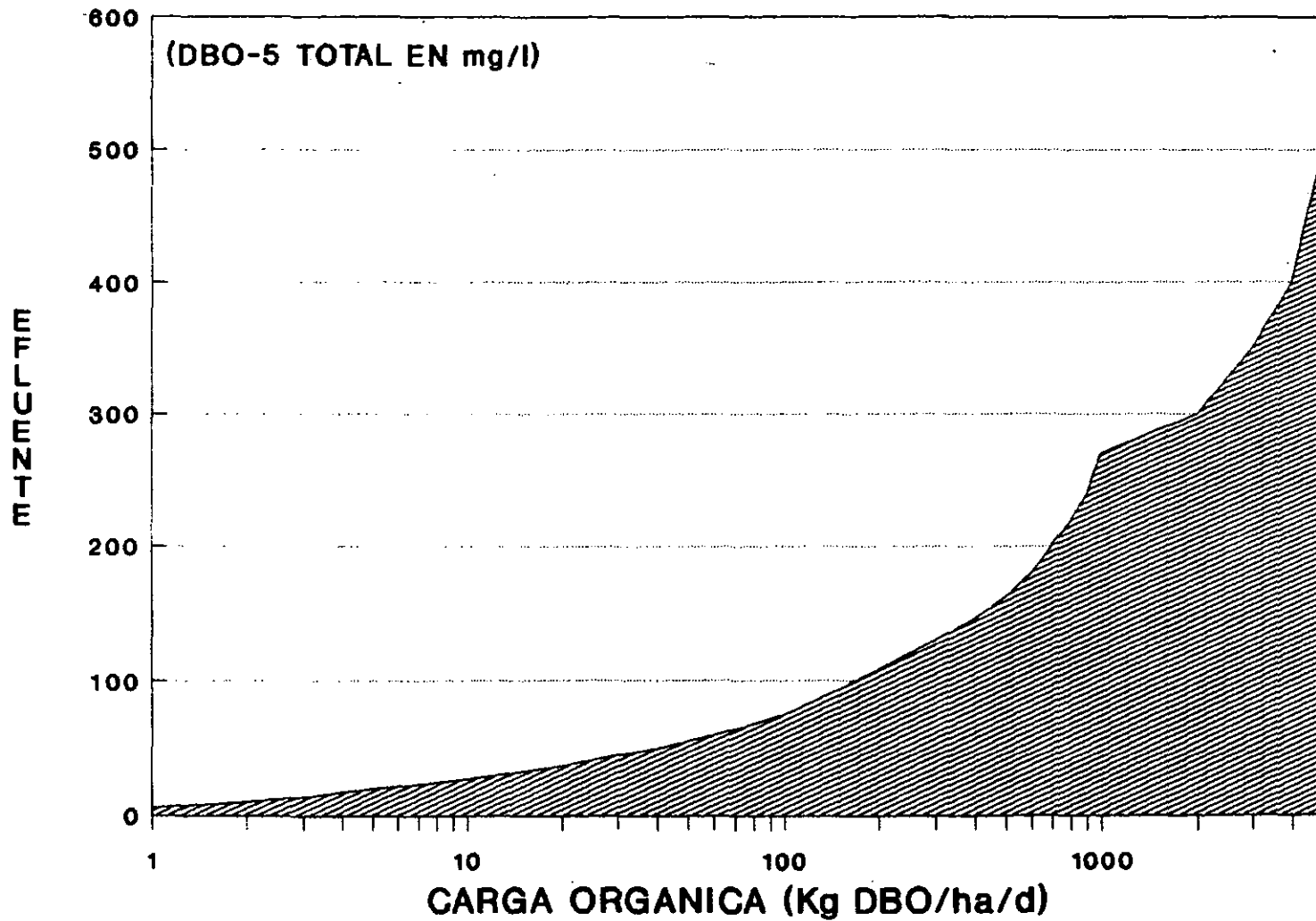
(FUENTE: COOPER ET AL, 1965)

# 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)

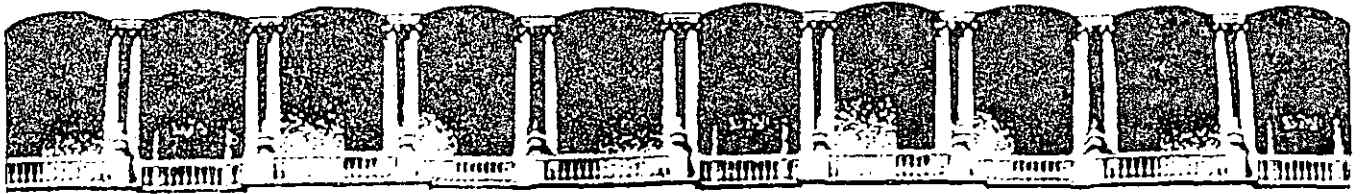


CUADRO Nº 1: CRITERIOS DE DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

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.



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

**CURSOS ABIERTOS**

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

**30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992**

**LAGUNAS AERADAS MECANICAMENTE**

**DR. JORGE AGUIRRE MARTINEZ.**

**PALACIO DE MINERIA**

# LAGUNAS AERADAS

## I. Principios de Diseño

Una laguna aerada es un depósito de profundidad considerable (2 a 4 m), en la cual la oxigenación se realiza mediante unidades de aeración mecánica o por difusores. Se pueden considerar dos tipos principales:

- 1) la laguna aerobia, en la cual todos los sólidos se mantienen en suspensión; y
- 2) la laguna aerobia - anaerobia, en la cual el nivel de turbulencia asegura la distribución del oxígeno a toda la laguna, pero normalmente es insuficiente para mantener los sólidos en suspensión.

En la laguna aerobia todos los sólidos están en suspensión, de tal manera que los sólidos suspendidos en el efluente serán iguales a los que se encuentran en la laguna. En la mayoría de los casos, se requieren unidades adicionales para la sedimentación de los sólidos y su disposición final. La laguna aerobia es fácilmente modificable al proceso de lodos activados.

En la laguna anaerobia - aerobia, la mayor porción de los sólidos suspendidos inertes y los sólidos biológicos no-oxidables se sedimentan al fondo, donde sufren descomposición anaerobia. Este tipo de laguna puede ser modificada para incluir un compartimento separado de sedimentación y producir un efluente de mejor calidad. Estos tipos de lagunas aeradas están representados en la Figura N° 1.

### A. Características de la Remoción de DBO

Tal como en el proceso completamente mezclado de lodos activados, la remoción de DBO está en función del tiempo de retención, la concentración de sólidos biológicos, la temperatura, y la naturaleza del agua residual. La Ecuación N° 1 representa la remoción:

$$\frac{S_a - S_e}{X_v * t} = \frac{S_r}{X_v * t} = k_a * S \quad (1)$$

donde

- X<sub>v</sub> = sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado
- S<sub>a</sub> = DBO-5 en el agua residual influente
- S<sub>e</sub> = DBO-5 en el efluente de la laguna
- S<sub>r</sub> = DBO-5 removida
- S = concentración de DBO-5

t = tiempo de retención  
ka = coeficiente de degradación

La DBO efluente de la laguna será la suma de la DBO soluble remanente más la DBO aportada por la respiración de los sólidos suspendidos en el efluente. En la laguna aerobia esto equivale a los sólidos en el licor mezclado y en la laguna aerobia - anaerobia equivale a los sólidos que se escapan en el efluente. En general, para una laguna de efluente de alta calidad, la contribución de DBO por los sólidos suspendidos de un desecho soluble será del orden de 0.3 mg de O<sub>2</sub>/mg de SS. La DBO del efluente será:

$$S(\text{efluente}) = S + 0.3 \text{ (mg/l de SS)}$$

La remoción de DBO de diversos desechos se presenta en el Cuadro Nº 1.

Como el nivel de sólidos en la laguna es relativamente bajo, variaciones de temperatura tendrán una influencia muy pronunciada sobre la tasa de remoción de DBO, con un valor de  $\theta = 1.035$ .

#### B. Nivel de Sólidos en Lagunas

En la laguna aerobia el nivel de sólidos estará determinado por los sólidos en el desecho influente, la síntesis derivada de la DBO removida, y autooxidación de los sólidos biológicos. Un balance de material de la laguna muestra:

$$\text{sólidos de entrada} - \text{sólidos de salida} = \text{sólidos acumulados}$$

por lo cual

$$\frac{S_o + aSr}{1 + b^*t} = X_v \quad (2)$$

donde

- S<sub>o</sub> = sólidos suspendidos volátiles en el influente no degradados
- a = coeficiente de producción de SSV en el licor mezclado
- b = coeficiente de respiración endógena

Para desechos solubles, X<sub>v</sub> será aproximadamente la mitad de la concentración de la DBO aplicada al sistema.

En la laguna aerobia - anaerobia, el nivel de sólidos dependerá del régimen de mezclado, que a su vez dicta qué porción de los sólidos se sedimenta.

### C. Requerimientos de Oxígeno

En la laguna aerobia, los requerimientos de oxígeno se pueden estimar de la misma forma que en el caso de lodos activados, con la Ecuación N° 3:

$$O_2 = a'S_r + b'X_v \quad (3)$$

donde

$a'$  = coeficiente de oxígeno para producir células nuevas  
 $b'$  = coeficiente de oxígeno para respiración endógena

En la laguna aerobia - anaerobia la cantidad de sólidos se mantiene a un nivel bajo y la fermentación anaerobia de los sólidos sedimentados le regresa DBO al líquido, de tal manera que los requerimientos de oxígeno pueden ser relacionados a la remoción de DBO:

$$\text{masa de } O_2/\text{día} = a'' \cdot \text{masa de DBO removida/día} \quad (4)$$

Resultados obtenidos con varios desechos industriales indican que el coeficiente  $a''$  varía de 0.9 a 1.4. Para desechos de fábricas de papel, con una DBO variando entre 150 y 400 mg/l, la tasa de utilización de oxígeno se observó entre 1.0 y 4.0 mg/l/hr.

### D. Aeración

El oxígeno se transfiere a una laguna aerada con aeración mecánica o con unidades de difusión, y por la aeración superficial que resulta de las gradientes de velocidad inducidos por el dispositivo de aeración. En la mayoría de los casos entre el 10 y 20 por ciento del total del oxígeno requerido resulta de la aeración superficial.

Unidades de aeración mecánica superficial pueden ser instaladas sobre flotadores o una base fija. El espacio entre unidades debe permitir suficiente mezclado para asegurar una distribución uniforme de oxígeno en toda la laguna. Información reciente indica que con espacios hasta de 122 m, a niveles de potencia de 0.0030 a 0.0041 kw/m<sup>3</sup> de volumen pueden lograr la mezcla deseada. Con estos niveles de potencia no se mantienen todos los sólidos en suspensión.

### E. Efectos de Temperatura

La temperatura del líquido en la laguna aerada dependerá del balance de calor que resulte de los cambios en temperatura ambiente y temperatura del desecho. El calor se puede perder por evaporación, convección, y radiación y se adquiere mediante la radiación solar. Se ha encontrado que las pérdidas por evaporación y las ganancias por radiación solar son muy pequeñas comparadas con las pérdidas por convección y radiación, y normalmente pueden ser ignoradas.

Las pérdidas de calor por convección pueden ser estimadas con la relación:

$$H_c = (0.8 + 0.32W/2) * (T_w - T_a) \quad (5)$$

en la cual  $T_w$  y  $T_a$  son la temperatura de la laguna y el aire, respectivamente, y  $W$  es la velocidad media del viento.

Las pérdidas de calor por radiación se pueden expresar mediante la relación:

$$H_r = T_w - T_a \quad (6)$$

Combinando las ecuaciones 5 y 6, y utilizando una velocidad media del viento y una corrección por turbulencia superficial, el balance de calor de la laguna se puede expresar:

$$f * A * (T_w - T_a) = Q * (T_i - T_e) \quad (7)$$

donde

$A$  = área de la laguna  
 $Q$  = gasto influente de agua residual  
 $T_i$  = temperatura del influente  
 $T_e$  = temperatura del efluente

En una laguna completamente mezclada,  $T_e = T_w$  y se puede definir la temperatura media de la laguna:

$$T_i - T_w = \frac{(T_w - T_a) * f * A}{Q} \quad (8)$$

El coeficiente  $f$  es un factor de proporcionalidad que contiene los coeficientes de transferencia de calor, el aumento de área por el equipo de aeración, y los efectos de viento y humedad.

## II. Procedimientos para Diseño

### A. General

1. Selección de los valores adecuados para los parámetros  $k$ ,  $a$ ,  $a'$ ,  $b$ , y  $b'$ . Hay que estar conscientes de que la información sobre estos parámetros, para desechos industriales, es bastante limitada y tendrá que ser estimada en algunos casos.
2. Cada una de las lagunas está diseñada con las mismas ecuaciones que se utilizan para el proceso de lodos activados y los principales cambios consisten en las diferencias en concentración de sólidos biológicos y tiempo de retención. También hay que tener presente que la laguna aerobia - anaerobia

regresa una parte de la DBO de los sólidos sedimentados en el fondo.

## B. Lagunas Aerobias

1. El tiempo de retención requerido para obtener una DBO soluble específica en el efluente se estima combinando las ecuaciones 1 y 2:

$$t = \frac{1}{24a^*k^*Se - b}$$

2. Los sólidos volátiles de equilibrio en la laguna se calculan con la ecuación 2:

$$Xv = \frac{So + a^*Sr}{1 + b^*t}$$

y los sólidos totales suspendidos son:

$$Xa = \frac{Xv}{\text{fracción volátil}}$$

Para desechos solubles orgánicos se puede suponer que la fracción volátil es 80 por ciento. Cuando hay sólidos suspendidos en el desecho hay que corregir esta estimación, dependiendo de la fracción volátil de los sólidos suspendidos del influente.

3. La DBO del efluente estará compuesta por la DBO soluble más la que contribuyen los sólidos suspendidos en la laguna, que será aproximadamente igual a la concentración de sólidos en el efluente de un sistema completamente mezclado:

$$\text{DBO efluente} = Se + f^*Xa$$

donde  $f$  es la fracción de la DBO aportada por unidad de sólidos suspendidos en el efluente.

4. Los requerimientos de oxígeno se calculan con la ecuación 3 que incluye el oxígeno utilizado por los organismos para su crecimiento y el necesario para la respiración endógena.

## C. Lagunas Aerobias - Anaerobias

1. El nivel bajo de potencia en el sistema permite que la mayor parte de los sólidos suspendidos se sedimente en el fondo de la laguna y la concentración de sólidos que permanece en suspensión es relativamente baja. Los sólidos suspendidos volátiles varían entre 50 y 150 mg/l, dependiendo del nivel de potencia utilizado. Se determina el nivel de DBO soluble del efluente y se calcula el tiempo de retención requerido con la ecuación 1:

$$t = \frac{Sr}{24k \cdot Xv \cdot Se}$$

2. La DBO total del efluente se calcula como en el paso 2 de la sección anterior, utilizando los sólidos suspendidos volátiles del efluente seleccionados en el paso 1.

3. Debido a la retroalimentación de DBO desde la capa de lodos anaerobios, los requerimientos de oxígeno serán mayores que los calculados con la ecuación 3. Los requerimientos de oxígeno serán de 1.2 a 1.4 veces la DBO-5 removida.

4. Es importante que se mantenga un nivel adecuado de potencia para mantener una distribución uniforme de oxígeno en toda la laguna, particularmente cuando el agua residual influente tiene niveles bajos de DBO.

#### D. Resumen de Ecuaciones de Diseño

A continuación se presenta un resumen de las principales ecuaciones necesarias para el diseño de sistemas de tratamiento biológico.

1. Remoción de DBO o DQO en un dispositivo completamente mezclado, aerobio o anaerobio:

$$\frac{Sa - Se}{Xv \cdot t} = k \cdot Se \quad (1)$$

2. Rendimiento de lodos:

$$INC(Xv) = So + a \cdot Sr - b \cdot Xv \quad (9)$$

(sistemas convencionales: aerobios o anaerobios).

3. Sólidos de equilibrio en laguna aerobia o sistema anaerobio de flujo continuo:

$$\frac{So + a \cdot Sr}{1 + b \cdot t} = Xv \quad (2)$$

4. Edad de lodos:

$$G = \frac{Xv}{INC(Xv)} = \frac{Xv}{a \cdot Sr - b \cdot Xv} \quad (10)$$



5. Requerimientos de oxígeno (sistemas aerobios):

$$O_2 = a' \cdot Sr + b' \cdot X_v \text{ (sistemas convencionales)} \quad (3)$$

$$O_2 = a' \cdot Sr + b' \cdot X_d \text{ (sistemas de oxidación total)} \quad (3a)$$

6. Requerimientos de nutrientes:

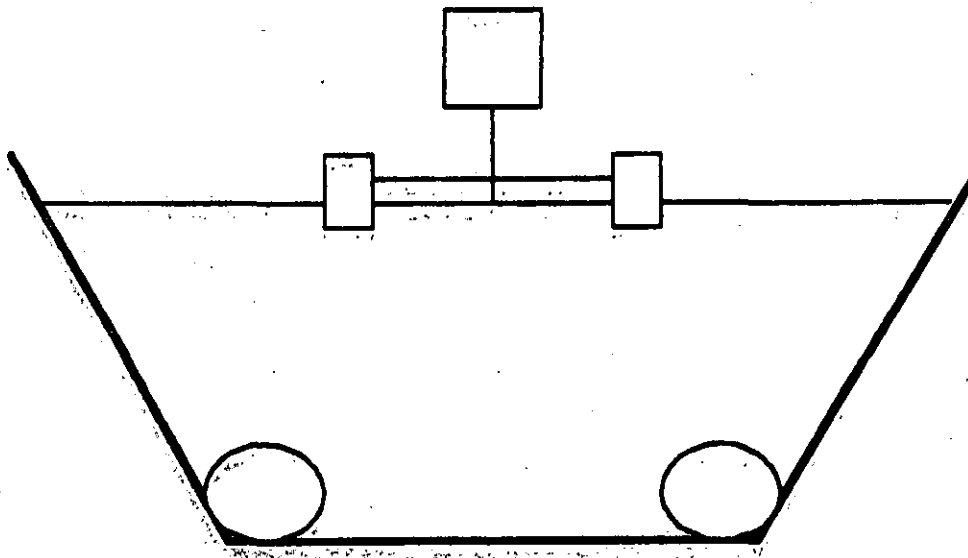
$$\text{Nitrógeno (N)} = 0.12 \cdot \text{INC}(X_v) + 1.0 \text{ mg/l} \quad (11)$$

$$\text{Fósforo (P)} = 0.02 \cdot \text{INC}(X_v) + 0.5 \text{ mg/l} \quad (11a)$$

7. Carga orgánica:

$$\frac{F}{M} = \frac{24 \text{ Sa}}{X_v \cdot t} \quad (12)$$

# AEROBIA - ANAEROBIA



# AEROBIA

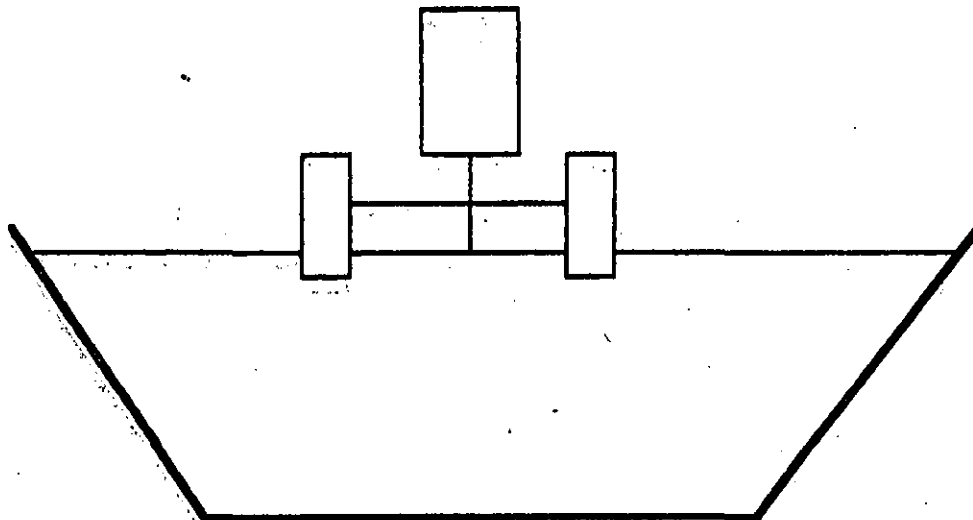
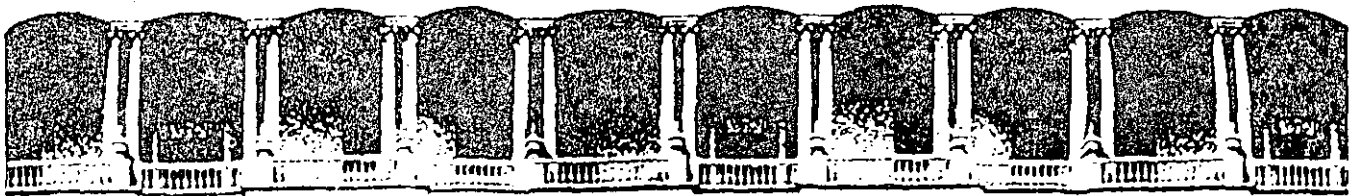


FIGURA No 1: TIPOS DE LAGUNAS AERADAS MECANICAMENTE.



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

**CURSOS ABIERTOS**

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

**30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992**

**A D S O R C I O N**

**M. en I. HECTOR MENDOZA MARQUEZ.**

**PALACIO DE MINERIA**

## ADSORCION

La purificación del agua mediante la adsorción de contaminantes indeseables en adsorbentes sólidos es relativamente reciente. Las primeras unidades de carbón activado granular para el tratamiento de agua se construyeron en Hamm, Alemania en 1929.

A partir de 1970 su uso se ha incrementado debido a la reutilización del agua y a la contaminación de fuentes de agua por aguas residuales municipales e industriales.

El carbón activado es el principal adsorbente que se utiliza en el tratamiento de agua. En el tratamiento avanzado del agua residual se utiliza tanto en forma de polvo como granular.

Adsorción es el proceso físico y químico mediante el cual una sustancia se acumula en la frontera entre dos fases. En el caso del tratamiento de agua la desorción de la solución ocurre cuando las impurezas presentes en el agua se acumulan en la interfase sólido-líquido. El adsorbato es la sustancia que se remueve de la fase líquida a la interfase. El adsorbente es la fase sólida donde ocurre la acumulación.

### MECANISMOS DE ADSORCION

La adsorción de sustancias se lleva a cabo debido a que existen fuerzas que atraen al adsorbato a la superficie sólida desde la solución. Alternativamente, se puede ver esto termodinámicamente como un caso donde el adsorbato es empujado a la superficie y hacia un estado de menor energía, el cual es preferido debido a la segunda ley de la termodinámica. Las fuerzas específicas o mecanismos por los cuales el adsorbato es atraído a la interfase sólido-solución son de naturaleza física y/o química.

#### Adsorción física

La fuerza electrostática es el principio físico básico que describe la interacción entre las moléculas de adsorbente y adsorbato. Dentro de estas fuerzas se incluyen las interacciones entre dipolos, las interacciones de dispersión y el enlace de hidrógeno.

Se dice que una molécula tiene un dipolo cuando tiene una separación neta de cargas positivas y negativas dentro de ella. Este es el caso de moléculas como el H<sub>2</sub>O y el NH<sub>3</sub> que tienen dipolos permanentes debido a la configuración de los átomos y electrones. Estos compuestos se conocen como copolares. Cuando dos dipolos se acercan tienden a orientarse de manera de

reducir su energía libre combinada: las cargas negativas de uno tienden a acercarse a las cargas positivas del otro. Cuando se suman las fuerzas electrostáticas entre las cargas, la interacción neta entre los dipolos es una atracción entre las dos. El enlace de hidrógeno es un caso especial de la interacción entre dipolos en el cual el átomo de hidrógeno de una molécula, tiene una carga positiva parcial y atrae a un átomo de otra molécula que tiene una carga parcial negativa.

Cuando dos moléculas que no tienen dipolos permanentes se acercan una a la otra, se induce una polarización débil, debido a las interacciones cuánticas entre sus distribuciones de carga. El efecto neto es una atracción débil entre las moléculas conocida como la interacción de dispersión o la fuerza de van der Waals.

En general la atracción entre el adsorbato y el solvente polar es más débil para adsorbatos de una naturaleza menos polar, ya que un adsorbato no polar está menos estabilizado por interacciones dipolo-dipolo o por enlace de hidrógeno al agua. Los compuestos no polares por lo tanto se adsorben más fuertemente a los adsorbentes no polares. Esto se conoce como enlace hidrofóbico. Los compuestos hidrofóbicos se adsorben al carbón más fuertemente. Por ejemplo la adsorción de ácidos grasos en el carbón desde la solución acuosa, es mas fuerte a medida que se incrementa la longitud de la molécula ya que la cadena de hidrocarburos de mayor longitud es menos polar.

#### Adsorción química

La adsorción química se basa también en fuerzas electrostáticas. La diferencia entre los dos tipos de adsorciones es vaga. La adsorción física es menos específica sobre cuales compuestos se adsorben a cuales sitios superficiales, tienen fuerzas y energías de enlace más débiles, opera a mayores distancias y es más reversible. En la adsorción química la atracción se acerca a la del enlace covalente entre átomos, con un enlace más corto y una energía de enlace más fuerte. Los adsorbatos unidos por adsorción química a una superficie, generalmente no se acumulan en más de una capa molecular, debido a la especificidad del enlace entre el adsorbato y la superficie. El enlace puede ser específico a sitios particulares o a grupos funcionales de la superficie del adsorbente.

Las energías de enlace para los mecanismos de adsorción se pueden jerarquizar del más fuerte al más débil como sigue:

Enlace químico covalente	más de 10 kcal/mol
Interacción de dispersión y enlace de hidrógeno	de 2 a 10 kcal/mol
Interacciones dipolo-dipolo	menos de 2 kcal/mol

#### Adsorción de electrolitos

Para la adsorción de iones en superficies, el mecanismo más importante es la atracción electrostática, la cual depende en gran medida en el pH y en la fortaleza iónica. La adsorción de electrolitos se utiliza para controlar metales pesados, fluoruros y algunos otros minerales.

La adsorción de ácidos y bases en adsorbentes no polares tales como el carbón activado depende en gran medida del pH.

## TERMODINAMICA DE LA ADSORCION

La adsorción de los compuestos químicos a partir de una solución en una superficie puede verse como un proceso termodinámico. A temperatura y presión constantes, un sistema que no esté en equilibrio cambiará espontáneamente para reducir su energía libre. En el equilibrio termodinámico, el sistema de adsorbente, adsorbato y solvente alcanzan un nivel de energía libre mínima.

Isotermas de adsorción para un soluto

Una isoterma de adsorción especifica la concentración de equilibrio de un adsorbato en la superficie de un adsorbente como una función de la concentración del adsorbato en la solución. Se le llama isoterma debido a que describe el estado de equilibrio del adsorbato, el adsorbente y el soluto a una temperatura dada.

La isoterma de adsorción de Langmuir describe el equilibrio entre la superficie y la solución como un equilibrio químico reversible entre especies. La superficie del adsorbente se considera hecha de sitios individuales fijos donde las moléculas de adsorbato se pueden unir químicamente. Considerando a  $S_T$  como el número total de sitios, a  $S_V$  como un sitio superficial vacío, a  $S_O$  como los sitios ocupados por el adsorbato y el adsorbato en la solución como  $A$ , con concentración  $C$ , la reacción es



cuando la reacción está en equilibrio se puede escribir

$$K_a = \frac{[S A]}{[S][A]} = \frac{S_O}{(S_T - S_O) C}$$

Arreglando los términos se tiene:

$$\frac{S_O}{S_T} = \frac{K_a C}{1 + K_a C}$$

En la práctica se considera a  $S_O$  como el número de moles de adsorbato por masa de adsorbente en el equilibrio,  $q$ , y a  $S_T$  como el número máximo de moles adsorbido por masa de adsorbente cuando los sitios superficiales están saturados de adsorbato en una sola capa. La constante  $b$  es empírica.

la forma común de la isoterma de Langmuir es entonces:

$$q/Q = bC/(1 + bC)$$

La isoterma de Langmuir tiene aplicabilidad en la simulación de la adsorción de compuestos en el tratamiento de aguas. Sus ventajas incluyen su simplicidad, su fundamento en un modelo con bases físicas y su habilidad de acomodar una gran gama de datos experimentales. Sus limitaciones incluyen la suposición de que la energía de adsorción es independiente del grado de cobertura, la reversibilidad de la unión y que solo considera la formación

de una capa.

La isoterma de adsorción de Freundlich supone que la frecuencia de los sitios asociados con una energía libre de adsorción, se reducen exponencialmente con el incremento en la energía libre. Es decir considera que la energía de adsorción varía ya que las superficies son por naturaleza heterogéneas.

La forma de esta isoterma es:

$$q = a C^{(1/n)}$$

donde  $a$  y  $n$  son una constantes.

En esta formulación la concentración en la superficie no alcanza un valor de saturación a medida que  $C$  se incrementa, ya que siempre hay sitios disponibles con energías libres más grandes. Esta isoterma se utiliza para acomodar observaciones aún cuando no haya bases para sus suposiciones básicas.

#### PROPIEDADES DEL CARBÓN ACTIVADO

Las propiedades físicas del carbón activado relacionadas con su funcionamiento dependen de la forma de uso, ya sea en polvo o granular.

Para el carbón en polvo la propiedad física importante es su densidad. La masa es proporcional a la capacidad de adsorción de un carbón dado, por lo que una densidad alta da una mayor remoción por volumen de adsorbente.

Para el carbón granular las propiedades físicas importantes son su dureza y el tamaño de las partículas. Una gran parte de los costos de operación del carbón resulta de pérdidas durante el manejo y la regeneración. Las pérdidas son menores para los carbones más duros. El tamaño de la partícula controla el transporte ya que el tamaño más pequeño aumenta la disponibilidad de los poros, ya que el área superficial exterior por unidad de masa aumenta. El tamaño de la partícula tiene influencia además en la pérdida de carga a través del lecho de carbón.

Las propiedades de adsorción del carbón activado tienen un efecto fuerte en la tasa y capacidad de adsorción y deben considerarse en la selección del carbón y en el diseño. Estas propiedades incluyen el área superficial específica, la distribución del tamaño de los poros y la naturaleza química de la superficie.

Para una superficie dada la adsorción está controlada por el tamaño del poro ya que este limita el tamaño de la molécula de adsorbato que puede entrar en él.

El área efectiva del carbón activado por lo tanto tiene un límite de cerca de 1,500 m<sup>2</sup>/g la cual resulta en poros de 1 nm, los cuales son prácticamente inaccesibles para la mayoría de los adsorbatos.

La composición química de la superficie del carbón también tiene influencia en la tasa y capacidad de adsorción debido a la interacción específica entre

la superficie y los adsorbatos.

Tanto el tamaño del poro como la actividad química de la superficie están influenciados por el origen del carbón. Dentro de los materiales usados para producir carbón activado se encuentran el carbón bituminoso, la lignita, el coque de petróleo, el hueso, el coco y la madera.

La preparación del carbón también tiene influencia en las propiedades de adsorción. El carbón se prepara en tres pasos, el secado del material, el calentamiento en la ausencia de aire para carbonizarlo y su activación por oxidación para remover las impurezas no carbónicas. Esto último se logra calentando el carbón en la presencia de vapor.

#### Adsorbatos

La función del carbón activado en el tratamiento de agua es principalmente para la eliminación de compuestos orgánicos, y hasta cierta medida de metales pesados y de virus.

#### Compuestos orgánicos

En general entre menos soluble sea un compuesto orgánico mejor se adsorbe en carbón activado. De igual manera entre menos polar sea un compuesto mejor se adsorbe a partir de una solución polar como el agua. Estas reglas cualitativas resultan de la necesidad de la molécula orgánica de romper enlaces adsorbato-solvente para adsorberse en el carbón. Estos enlaces son por lo general más fuertes cuando el adsorbato es más soluble en agua o cuando tiene interacciones dipolo-dipolo con el agua. Las moléculas más grandes tienden a ser menos solubles y también tienden a difundirse más lentamente a través de los poros del adsorbente y por lo tanto se adsorben menos que las moléculas más chicas, ya que no pueden penetrar los poros más pequeños.

Otros factores que afectan la adsorción están relacionados las afinidades químicas entre los grupos funcionales del adsorbato y el adsorbente.

Los compuestos orgánicos que son fácilmente removidos con carbón activado incluyen:

- Solventes aromáticos
  - Benceno, tolueno, nitrobenzenos, etc.
- Aromáticos clorados
  - PCB, clorobenzenos, cloronaftaleno
- Fenol y clorofenoles
- Aromáticos polinucleares
  - Benzopirenos, etc
- Plaguicidas y herbicidas
  - DDT, aldrin, clordano, BHC, heptacloro
- No aromáticos clorados
  - Tetracloruro de carbono, etc
- Hidrocarburos de alto peso molecular
  - Colorantes, gasolina, aminas, etc

Los orgánicos que no se remueven fácilmente con carbón activado son aquellos que son altamente solubles y que tienen bajos pesos moleculares, así como



los que tienen altos pesos moleculares. Entre estos se encuentran:

- Alcoholes
- Aldehídos y ácidos de bajo peso molecular
- Azúcares y almidones
- Compuestos de muy altos pesos moleculares o coloides orgánicos
- Compuestos alifáticos de bajo peso molecular

#### Compuestos inorgánicos

Algunos compuestos inorgánicos presentes en las aguas residuales tratadas y que tienen efectos adversos en la salud se pueden remover por adsorción en carbón activado.

Los metales que tienen alto potencial de adsorción son:

- Antimonio
- Arsénico
- Bismuto
- Cromo
- Estaño

Con buen potencial de adsorción

- Plata
- Mercurio
- Cobalto
- Zirconio

Con mediano potencial

- Plomo
- Niquel
- Titanio
- Vanadio
- Fierro

Con bajo potencial

- Cobre
- Cadmio
- Zinc
- Bario
- Selenio
- Molibdeno
- Manganeso
- Tungsteno
- Radio

#### Virus

La adsorción de virus en carbón activado se ha estudiado como un proceso de tratamiento avanzado de las aguas residuales. Algunos grupos específicos en el carbón como los carboxilos se piensa que sirven como sitios para la

adsorción de virus. El grado de adsorción es dependiente del pH, con la mayor atracción a pH bajo, por lo que es posible que los grupos cargados negativamente en el carbón y los cargados positivamente en los virus sean responsables de la atracción. Sin embargo los estudios realizados sugieren que la remoción de virus con el carbón activado es inconsistente y difícil de controlar.

## DISEÑO DE LAS INSTALACIONES

Para la remoción de compuestos orgánicos se utiliza tanto carbón activado en polvo como en forma granular. El carbón activado en polvo se utiliza generalmente en los tanques de aeración en el proceso de lodos activados donde se remueve del agua en el tanque de sedimentación secundaria. El carbón activado granular se usa como una unidad más dentro del proceso de la planta.

### Carbón activado en polvo

Actualmente no se cuenta con un procedimiento de diseño bien definido para el carbón activado en polvo.

La dosis de carbón se fija por experimentación. La dosis varía de 10 a 50 mg/l. La forma de aplicación es como polvo o como suspensión. Generalmente es más conveniente usarlo en forma de suspensión. El carbón activado en polvo es muy fino, el 90 % pasa la malla 300. Los tanques de solución se construyen de concreto y se equipan con un mezclador para mantener el carbón en suspensión. La concentración del carbón es generalmente de 100 g/l. Las suspensiones de carbón son altamente corrosivas por lo que los materiales que se usen para su manejo deben ser PVC, acero inoxidable o acero recubierto de hule o plástico.

### Sistema de carbón activado granular

En la mayor parte de las aplicaciones en el tratamiento de agua, se acepta que el agua que se aplique al proceso de carbón activado sea de la más alta calidad. Esto implica que el agua debe estar por lo menos filtrada para remover los sólidos suspendidos que pudieran tapar la unidad de carbón activado.

Los tanques de carbón activado pueden ser:

1. De flujo ascendente
2. De flujo descendente
3. De lecho móvil

Cada uno de estos tipos de lechos puede orientarse en paralelo, en serie o en combinaciones.

Los lechos de flujo ascendente tienen el lecho expandido aproximadamente un 10 %. Esto permite que los lechos dejen pasar sólidos suspendidos sin que se incremente la pérdida de carga. Estos lechos tienen el problema operacional de dejar pasar finos del carbón, por lo que no se usan mucho.

Los lechos de flujo descendente son similares a un filtro de arena y son los más usados. Estos lechos requieren de retrolavado para reducir la pérdida de

carga. El incremento en la pérdida de carga se debe al depósito de sólidos suspendidos en el lecho de carbón.

Las unidades deben diseñarse tomando en cuenta que una vez agotada la capacidad de adsorción del carbón, este debe reemplazarse por carbón nuevo y el usado enviarse a regeneración.

Los lechos de flujo móvil son un refinamiento de los lechos de flujo descendente. En este el lecho de carbón se mueve en sentido contrario al flujo del agua, ya que se agrega carbón nuevo en la parte superior y se remueve carbón gastado en la parte inferior. Este lecho tiene los mismos problemas que los de flujo ascendente.

Cuando no se cuenta con estudios piloto los valores más usados para el diseño de lechos de carbón activado son:

Tiempo de contacto en lecho vacío	de 10 a 50 min
Carga hidráulica superficial	de 120 a 600 m/día
Tasa de retrolavado	de 700 a 1,200 m/día
Tiempo de retrolavado	de 10 a 15 min
Expansión del lecho	de 10 a 50 %
DQO removida/carbón activado	de 0.3 a 0.8 kg/kg
Requisitos de carbón	de 0.025 a 0.070 kg/m <sup>3</sup>
Profundidad del lecho	de 3 a 9 m

## INTERCAMBIO IONICO

Como su nombre lo indica, intercambio iónico describe el proceso físico-químico por el cual los iones se transfieren de la fase sólida a la líquida y viceversa. Los iones sujetos por las fuerzas electrostáticas a grupos funcionales cargados en las superficies de los sólidos se intercambian por iones de la misma carga en la solución en contacto con el sólido. Ya que el intercambio ocurre en la superficie del sólido y los iones intercambiados están sujetos a un cambio de fase de solución a una superficie o viceversa, el intercambio iónico se clasifica como un proceso de adsorción.

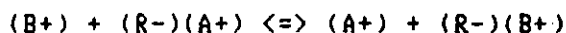
El objetivo del proceso dentro del tratamiento avanzado de aguas residuales es la remoción de iones específicos y la desmineralización completa del agua con fines de reúso.

En el tratamiento de aguas se usan casi en forma exclusiva resinas sintéticas, aún cuando existen resinas naturales.

### MECANISMO DEL INTERCAMBIO IONICO

Todos los intercambiadores iónicos tienen grupos iónicos fijos que están balanceados por iones de carga opuesta para mantener la electroneutralidad. Estos últimos iones, ya sea aniones o cationes son los que se intercambian por los existentes en solución.

La ecuación usada para describir este intercambio particular es:



Donde A+ es el ión presente en el intercambiador, B+ es el ión presente en la solución y R- es el grupo funcional cargado negativamente de la resina.

En un reactor batch la reacción continuará hasta que la solución en la matriz de la resina y la solución en la cual la resina está sumergida alcancen el equilibrio.

### RESINAS DE INTERCAMBIO IONICO

El desarrollo de las resinas de intercambio sintéticas ha traído como consecuencia el uso intensivo de este proceso. Las resinas sintéticas tienen una gran capacidad de intercambio y además sus propiedades son controlables lo que hace práctico el intercambio iónico a gran escala.

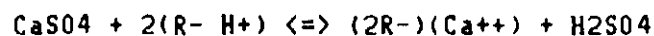
La mayoría de las resinas se fabrican por la copolimerización del estireno

con el divinilbenceno. Las moléculas de estireno proveen la matriz básica de la resina, y el divinilbenceno se usa para entrecruzar los polímeros y permitir la insolubilidad y resistencia de la resina. El grado de entrecruzamiento en el arreglo tridimensional de la resina es importante porque determina la estructura interna de los poros, los cuales tendrán un efecto en el movimiento interno de los iones. Para producir los diferentes tipos de resina la estructura plástica se hace reaccionar con ácidos o bases. Una resina ácido fuerte se hace reaccionar con ácido sulfúrico, dando como resultado que grupos sulfónicos ( $\text{HSO}_3^-$ ) queden fijos como grupos iónicos en la matriz. Dependiendo de los grupos funcionales de la resina se tienen cuatro tipos generales de resinas de intercambio iónico:

1. Intercambiadores ácido fuertes (catiónicos)
2. Intercambiadores ácido débiles (catiónicos)
3. Intercambiadores base fuertes (aniónicos)
4. Intercambiadores base débiles (aniónicos)

#### Intercambiadores ácido fuertes

Estos intercambiadores pueden convertir sales neutrales en sus ácidos correspondientes si se operan en el ciclo hidrógeno. Se operan típicamente en el ciclo hidrógeno, regenerándose la resina con  $\text{HCl}$  o  $\text{H}_2\text{SO}_4$ , o en el ciclo de sodio donde la resina se regenera con  $\text{NaCl}$ . El ciclo hidrógeno remueve casi todos los cationes importantes del agua y es generalmente el primer paso para la demineralización del agua. Este se puede representar por la siguiente reacción:

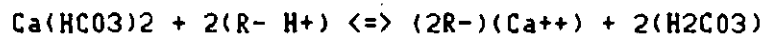


El ciclo de sodio se usa para el ablandamiento de agua y toma la siguiente forma:



#### Intercambiadores ácido débiles

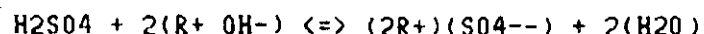
Estos intercambiadores difieren de los fuertes en que requieren de la presencia de alguna especie alcalina para reaccionar con los iones hidrógeno que están sujetos más fuertemente a la resina:



El intercambio es en efecto una neutralización con la alcalinidad neutralizando el  $\text{H}^+$  de la resina.

#### Intercambiadores base fuerte

Estas resinas operan a través de todo el rango de pH y parten las sales neutras si se operan en el ciclo hidróxido. Estos intercambiadores se usan después de los intercambiadores catiónicos para remover todos los aniones para la desmineralización completa. Operando en el ciclo hidróxido, donde la resina se regenera con  $\text{NaOH}$ , la siguiente reacción representa el intercambio



## Intercambiadores base débiles

Estos se comportan como los ácido débiles. Estas resinas remueven la acidez mineral libre pero no los ácidos debilmente ionizados.

### Propiedades físicas

Abultamiento, contenido de humedad y densidad. Las propiedades higroscópicas de las resinas hacen que estas se abulten cuando se mojan. El tipo y cantidad de los grupos funcionales de la resina determinan el potencial del contenido de humedad de la resina. Tipicamente el contenido de humedad se expresa como un porcentaje de humedad por peso de la resina mojada o seca.

Ya que el contenido de humedad de la resina y el volumen que ocupa es variable, las densidades por lo tanto varían. La gravedad específica de las resinas catiónicas húmedas varía de 1.10 a 1.35, mientras que las de las resinas aniónicas varían de 1.05 a 1.15. La densidad aparente de las resinas varía de 600 a 800 mg/l en forma húmeda.

Capacidad. La propiedad más importante de la resina de intercambio es la cantidad de iones que puede admitir el intercambiador. Al hablar de la capacidad debe distinguirse entre la capacidad total de la resina y la capacidad efectiva de la misma en las condiciones de operación. La capacidad total se expresa en función del peso seco de la resina, ya que está sujeta a abultamiento una vez mojada. Las resinas de ácido fuerte tiene una capacidad de 5.0 meq/g y las de base fuerte de 2 a 5 meq/g. Una vez mojadas la capacidad se expresa en volumen húmedo de la resina. Las resinas ácido fuertes tienen una capacidad de 2 eq/l en la forma de sodio y las base fuertes varían de 1.0 a 1.4 eq/l en la forma de cloruro.

Tamaño de las partículas. Las resinas se presentan en forma esférica de 0.04 a 1.0 mm de diámetro. Los tamaños más usados son de mallas 20 a 50 y de 50 a 100. El tamaño de la partícula influye en el intercambio ya que la tasa de intercambio es proporcional al inverso del diámetro de la partícula. Por otra parte el tamaño tiene un efecto importante en la pérdida de carga a través de la columna.

Estabilidad. Las resinas están sujetas a dos tipos de degradación, física y química. Los esfuerzos físicos pueden cambiar la estructura de la resina. El esfuerzo más común es el abultamiento excesivo, el cual puede romper la esfera.

La degradación química ocurre con la ruptura de la red del polímero, la modificación de los grupos funcionales o el ensuciamiento de la resina por las especies en la solución.

Selectividad de iones. Las reglas empíricas de la selectividad iónica de las resinas son las siguientes:

1. El potencial de intercambio se incrementa con la valencia del ión intercambiado.
2. El potencial de intercambio se incrementa con el incremento en el número atómico.

3. A concentraciones iónicas altas las diferencias por la valencia disminuyen y en algunos casos se invierte el potencial de intercambio.

#### DISEÑO DE LAS INSTALACIONES

La gran mayoría de las aplicaciones del intercambio iónico se hace en columnas donde el agua a tratar, el enjuague, y el regenerante se pasa por la resina. Típicamente el proceso se lleva a cabo en un lecho fijo de resina donde se pasa el agua a través de la resina hasta que se alcance un cierto punto final. Entonces la resina se saca del proceso y se regenera mientras que otra columna se usa para mantener el tratamiento continuo. El método más común de operación es de pasar la regeneración en el mismo sentido que el flujo del agua, el cual es generalmente hacia abajo.

Los datos de diseño para intercambiadores de lecho fijo se presentan a continuación:

Tipo de resina	Flujo, gpm/ft <sup>2</sup> maximo	Flujo, gpm/ft <sup>2</sup> minimo	Lecho minimo cm	Capacidad utilizable meq/ml	Regenerante por ft <sup>3</sup>
Cationica debil	8"	1-2	60-75	0.5-2.7	1 lb 10% HCL
Cationica fuerte	7-12	1-2	60-75	0.8-1.5	5 - 15 lb NaCl
Anionica debil	4-7	1-2	75-90	0.8-1.1	2-4 lb NaOH
Anionica fuerte	5-7	1-2	75-90	0.4-0.8	4-8 lb NaOH

## OSMOSIS INVERSA

La ósmosis inversa es un proceso de membrana para eliminar impurezas del agua mediante la aplicación de presión hidrostática para empujar el agua cruda a través de una membrana semipermeable mientras que la porción principal del contenido de impurezas se separa y se descarga como residuo. El agua pura o producto emerge esencialmente a presión atmosférica, mientras que el residuo concentrado permanece a la presión original. En este proceso el producto pierde su concentración de impurezas en el residuo el cual incrementa su concentración. Las presiones de operación varían de 20 a 30 kg/cm<sup>2</sup> para la desalación de aguas residuales y de 50 a 70 kg/cm<sup>2</sup> para la desalación de agua de mar. Los requisitos de energía son de aproximadamente de 2 a 10 kwh por m<sup>3</sup>.

### Principio

Si dos soluciones una concentrada y otra diluida se separan con una membrana, el líquido tenderá a fluir a través de la membrana de la solución diluida a la concentrada, en un intento de igualar las concentraciones en ambos lados de la membrana. En el proceso de ósmosis inversa la solución concentrada se presuriza contra una membrana. A medida que el agua pura pasa a través de la membrana la solución remanente se concentra más y más. Esta solución sale del recipiente a través de una válvula controladora. El agua pura que ha pasado a través de la membrana se colecta separadamente para su uso.

### Terminología

La recuperación de agua es el porcentaje del agua cruda que se recupera como producto.

La mayoría de las plantas de ósmosis inversa se diseñan con una recuperación de 50 a 75 % de agua salobre y de 20 a 35 % de agua de mar.

El rechazo de sal es una medida de la cantidad total de sal rechazada en el concentrado y se expresa como

$$\text{Rechazo} = \left( 1 - \frac{\text{Concentración en el producto}}{\text{Concentración en el agua cruda}} \right)$$

El porcentaje de rechazo de sal es comunmente de 90 % o más.

### Teoría



Los flujos de líquido y de sal a través de la membrana se pueden expresar como:

$$F_w = K ( DP - DP_i )$$

$$F_s = k ( C_b - C_p )$$

donde:

- F<sub>w</sub> : flujo de líquido
- F<sub>s</sub> : flujo de sal
- DP : caída de presión a través de la membrana
- DP<sub>i</sub> : diferencia en presiones osmóticas entre la solución concentrada y la diluida
- DP - DP<sub>i</sub> : fuerza impulsora neta a través de la membrana
- C<sub>b</sub> : Concentración de sal en la solución concentrada
- C<sub>p</sub> : Concentración de sal en la solución diluida
- K, k : Constantes empíricas
- C<sub>b</sub> - C<sub>p</sub> : Fuerza impulsora neta

En otras palabras el flujo de líquido depende del gradiente de presión y el flujo de sal depende del gradiente de concentración. Por lo tanto, a medida que se incrementa la presión del agua cruda, el flujo de agua a través de la membrana aumenta, pero el flujo de soluto es esencialmente constante. Por lo tanto la calidad del producto mejora. Lo contrario es cierto cuando se disminuye la presión del agua cruda. De la misma manera estas ecuaciones indican que la calidad del agua producto decrece a medida que aumenta la concentración del agua cruda a la misma presión. Mientras más agua se extrae para una misma alimentación la concentración del soluto se hace mayor y el flujo de agua disminuye, por lo que la calidad del producto se deteriora.

#### Presión osmótica

Teóricamente la presión osmótica varía en la misma forma que la presión de un gas ideal

$$P_i = \frac{n R T}{V}$$

donde:

- P<sub>i</sub> : presión osmótica
- n : número de moles de soluto
- V : volumen molar del agua
- R : constante universal de los gases
- T : temperatura absoluta

Como se ve de la ecuación anterior la presión osmótica a cualquier temperatura es proporcional a la concentración molar del soluto. Para sustancias ionizadas es proporcional a la concentración molar de los iones.

Las presiones osmóticas de algunos compuestos son las siguientes:

Compuesto	Concentración mg/l	Concentración moles/l	Presión osmótica a 25 o C
NaCl	35,000	0.6	398
NaCl	1,000	0.0171	11.4
NaHCO <sub>3</sub>	1,000	0.0119	12.8
Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	1,000	0.00705	6
MgSO <sub>4</sub>	1,000	0.00831	3.6
MgCl <sub>2</sub>	1,000	0.0105	9.7
CaCl <sub>2</sub>	1,000	0.009	8.3
Sucrosa	1,000	0.00292	1.05
Dextrosa	1,000	0.00555	2.0

### Configuraciones de las membranas

Las membranas modernas de ósmosis inversa se construyen en forma modular. Hay dos tipos comunes de configuraciones de módulos. Espiral y fibra hueca. En cada caso los módulos se montan en recipientes a presión a donde se bombea el agua cruda.

### Tipos de membrana

Existen dos tipos principales de membrana para este proceso. Las de acetato de celulosa y las de poliamidas.

Membranas de acetato de celulosa. Este tipo de membrana es la más usada. Esta membrana tiene una estructura asimétrica, que consiste de una cubierta delgada, densa, en un soporte poroso. La superficie de rechazo tiene aproximadamente 2000 Å de grueso. El soporte poroso es una masa relativamente esponjosa que contiene cerca de 2/3 de agua en peso, la mayor parte en el sustrato poroso.

Efectos de la temperatura y el pH del agua cruda. Tanto el flujo de líquido como el de sal dependen de la temperatura. Ambas constantes de las ecuaciones del proceso dependen de la temperatura. En el rango de temperatura común del tratamiento, el flujo de líquido aumenta cerca de 3 % por cada grado centígrado de aumento en la temperatura. El flujo de sal no aumenta significativamente con la temperatura. El límite de temperatura de operación se fija en base al potencial de falla de los materiales de construcción del módulo y se fija en 38 grados centígrados.

En las aplicaciones prácticas tanto el flujo de sales como de líquido disminuyen con el tiempo, el último debido a la compactación de la membrana y el segundo a la hidrólisis de la membrana. La hidrólisis de la membrana es una función del pH y de la temperatura. La tasa de hidrolización aumenta con la temperatura y se minimiza a pH entre 4 y 5. Estas consideraciones limitan el rango de utilización de este proceso a 3 a 7.

Efecto de la presión. El flujo de líquido es casi proporcional a la presión efectiva. Desde el punto de vista de pureza del producto una presión alta de alimentación es deseable ya que el flujo líquido es proporcional a la presión efectiva. Sin embargo las presiones elevadas requieren espesores más gruesos en el recipiente y tuberías y piezas más resistentes. Las presiones altas también tienden a acelerar la disminución con el tiempo del flujo de líquido.

La presión adicional que se aplica, es para asegurar un flujo turbulento de alimentación a través del módulo. La turbulencia tiende a minimizar la capa estacionaria de agua adyacente a la superficie de la membrana. Una velocidad baja permite el establecimiento de concentraciones altas de sales localizadas en la superficie de la membrana, las cuales no solo reducen la transferencia de agua sino que también inician la producción de precipitados en la membrana.

Rechazo del soluto. De las observaciones hechas en plantas de tratamiento avanzado que utilizan el proceso de ósmosis inversa se han obtenido los resultados siguientes:

Contaminante	Unidad	Concentración influyente	Porcentaje de remoción
Conductividad	umho	1,367	87
Na	mg/l	160	85
Cl	mg/l	195	85
SO <sub>4</sub>	mg/l	223	98
Ca	mg/l	85	97
N-NH <sub>3</sub>	mg/l	2.9	85
N-NO <sub>3</sub>	mg/l	11	49
NTK	mg/l	3.6	85
DQO	mg/l	13.15	89
COT	mg/l	7	63
Cd	mmg/l	10	96
Cr	mmg/l	7.6	65
Pb	mmg/l	2.4	50

En general se ha observado que:

1. Los iones multivalentes se rechazan más que los univalentes
2. Las sustancias no disociadas tienen bajo rechazo
3. Los ácidos y las bases tienen menor rechazo que las sales
4. Los co-iones afectan el rechazo de un ión particular
5. Los ácidos orgánicos de bajo peso molecular tienen bajo rechazo
6. Los ácidos sin disociar de bajo peso molecular tienen bajo rechazo
7. Los iones univalentes en cantidades traza tienen bajo rechazo
8. El rechazo de nitrato es significativamente más bajo que otros iones similares.

Membranas de poliamida. Estas membranas tienen una estabilidad química y física grande y por lo tanto tienen una vida útil más larga. Estas membranas no se hidrolizan en el agua. Permiten un rango de pH de 3 a 11 en la alimentación. Son inmunes al ataque de bacterias y no se requiere precloración de la alimentación. De hecho cualquier residuo de oxidante como el cloro en la alimentación causa el rápido deterioro de la membrana.

#### Requisitos de pretratamiento

El proceso de ósmosis inversa requiere de un adecuado pretratamiento del agua de alimentación, para evitar el ensuciamiento de la membrana, y la pérdida de la eficiencia que se manifiesta en caída de presión y aumento en el paso de sales.

La frecuencia de lavado requerido para mantener el rendimiento es una buena guía de la efectividad del pretratamiento. Cuando se requiere limpieza de la membrana más de una vez por mes es un indicio de mal pretratamiento.

El ensuciamiento consiste en la presencia de algún tipo de material en los poros de la superficie de la membrana. En la práctica se han identificado cinco tipos de ensuciamiento:

1. Incrustaciones
2. Depósitos de óxidos metálicos
3. Taponamiento
4. Coloidal
5. Biológico

Incrustaciones en la membrana. La formación de incrustaciones en la membrana se debe a la precipitación de algunas de las sales del agua cruda. Esto ocurre debido a que las sales de la alimentación se concentran en un factor de 2 a 4 (con una recuperación de 50 al 75 % del agua de alimentación) en el proceso de ósmosis inversa, y sus límites de solubilidad se exceden, causando la precipitación. Además si la velocidad dentro de la unidad no se mantiene la mala distribución del agua causará el aumento en la concentración de sales en algunos puntos de la membrana. Estos problemas se pueden reducir con un pretratamiento adecuado y en algunos casos reduciendo el porcentaje de recuperación del agua.

Ensuciamiento con óxidos de metales. Algunos compuestos solubles del agua cruda pueden oxidarse en el sistema de ósmosis inversa para formar compuestos insolubles que se depositan en la membrana. Tanto el fierro como el manganeso presentan este problema. Esto se puede remediar reduciendo la concentración de fierro en el agua de alimentación.

Taponamiento. El taponamiento ocurre por problemas mecánicos de filtración por el depósito de partículas demasiado grandes para pasar a través de los conductos del concentrado. Este problema se resuelve generalmente con la prefiltración en filtros de cartucho de 5 a 10 micras.

Ensuciamiento coloidal. Este problema se debe a la colección de coloides en la superficie del sistema de ósmosis inversa. En el caso de aguas residuales esto se debe a fallas en la operación de las unidades de coagulación química y de filtración localizadas antes de la unidad de ósmosis inversa.

Ensuciamiento biológico. Esta problema se puede prevenir manteniendo un residual de cloro en el agua cruda, en concentraciones que puedan aceptar las membranas de acetato de celulosa. Las membranas de poliamida requieren de desinfección con formaldehído.

## DISEÑO DEL SISTEMA

Debido a la variabilidad de los equipos, métodos y fabricantes, los detalles particulares de un diseño óptimo para un problema determinado no son aparentes. Por esta razón la compra de equipos de ósmosis inversa se hace generalmente especificando la funcionalidad. Es decir se deben fijar con claridad los requerimientos del sistema, las limitaciones físicas del sistema y las garantías que proporciona el fabricante.

## DESINFECCION

La desinfección del agua es el proceso por el cual se destruyen los microorganismos patógenos presentes en el agua, con el objeto de proteger la salud pública. Dentro de los organismos se consideran las bacterias, los quistes de amibas, las algas, las esporas y los virus.

Los sistemas de desinfección disponibles son numerosos. Se dividen generalmente en dos grupos, los medios químicos y los no químicos. Los medios químicos incluyen los compuestos con un potencial alto de oxidación como el cloro, el dióxido de cloro, el bromo, el yodo, y el ozono. Los medios no químicos están relacionados con la energía e incluyen la radiación ultravioleta y la radiación gama.

### MECANISMO DE DESINFECCION

En el tratamiento de agua existen dos tipos de mecanismo como factores predominantes que controlan la eficiencia de la desinfección. Estos son la oxidación o ruptura de la pared celular con la consecuente desintegración de la célula y la difusión dentro de la célula para interferir con la actividad celular. Por tanto la habilidad para oxidar las moléculas biológicas y la habilidad para difundirse a través de la membrana celular son requisitos indispensables para cualquier desinfectante efectivo.

### FACTORES QUE GOBIERNAN LA EFECTIVIDAD

La efectividad de la desinfección es una función compleja de varias variables incluyendo el tipo y dosis de desinfectante, el tiempo y concentración de los microorganismos, el tiempo de contacto y las características de calidad del agua.

#### Características del desinfectante

Una medida de la habilidad del desinfectante para oxidar es el potencial estandar de oxidación-reducción, el cual depende del oxidante como se muestra a continuación.

Compuesto	Fórmula	Potencial (V)	Reacción
Cloro	Cl <sub>2</sub>	1.36	Cl <sub>2</sub> + 2e <sup>-</sup> <=> 2Cl <sup>-</sup>
Bromo	Br <sub>2</sub>	1.09	Br <sub>2</sub> + 2e <sup>-</sup> <=> 2Br <sup>-</sup>
Iodo	I <sub>2</sub>	0.54	I <sub>2</sub> + 2e <sup>-</sup> <=> 2I <sup>-</sup>
Ozono	O <sub>3</sub>	2.07	O <sub>3</sub> + 2e <sup>-</sup> + 2H <sup>+</sup> <=> O <sub>2</sub> + H <sub>2</sub> O
Dióxido de			

cloro	C102	0.95	$\text{ClO}_2 + e^- \rightleftharpoons \text{ClO}_2^-$
	C102	1.91	$\text{ClO}_2 + 5e^- + 2\text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{Cl}^- + 4\text{OH}^-$

Entre más alto es el potencial de oxidación, le es más fácil al compuesto el oxidar materiales orgánicos. En muchos casos este factor lleva a la selección del ozono como desinfectante, sin embargo la selección es más compleja debido a otros factores.

#### Características de los microorganismos

Los organismos patógenos pueden dividirse en cuatro grupos de acuerdo a su orden de resistencia, esporas de bacterias, esporas de protozoarios, virus y bacterias vegetativas. La resistencia relativa a la desinfección se atribuye básicamente a diferencias en la estructura de la célula.

Los microorganismos en el agua residual difieren en su concentración inicial, en su tasa de mortalidad y en su susceptibilidad a los desinfectantes. En la mayoría de los casos las bacterias están en números mucho mayores que los virus u otros microorganismos patógenos. Por esta razón las bacterias se incluyen en los estándares de calidad del agua como el único indicador de calidad microbiológica.

#### Tiempo de contacto

La eficiencia de la desinfección depende del tiempo de contacto. Por esta razón, es un factor crítico aún cuando manejable en la desinfección por lo que debe considerarse con cuidado. A este respecto existen relaciones empíricas que indican la destrucción posible balanceando la dosis con el tiempo de contacto.

#### Características de calidad del agua

Las características de calidad del agua influyen en la eficiencia en la desinfección. Entre estas se encuentran los sólidos suspendidos, los compuestos orgánicos, el pH y la temperatura. Los sólidos en suspensión interfieren en la desinfección debido a que estos envuelven y protegen a los microorganismos de la acción del desinfectante. Los materiales orgánicos pueden disminuir la eficiencia de la desinfección al adherirse a la superficie de las células y evitar el efecto del desinfectante. Asimismo reaccionan con el desinfectante produciendo compuestos con nulas o bajas propiedades germicidas. También existen compuestos como el fierro, manganeso, sulfuro de hidrógeno y los cianuros que se oxidan rápidamente con el desinfectante reduciendo la dosis efectiva. Estas reacciones crean una demanda de desinfectante que debe satisfacerse antes de que este pueda actuar en los organismos.

El pH del agua al afectar la distribución de las formas del desinfectante en el agua influye en la desinfección. Los efectos de la temperatura en las reacciones con los elementos de la célula influyen por su parte en la tasa de desinfección.

#### Otras consideraciones

Dentro de otras propiedades de los desinfectantes que deben considerarse en la selección del mismo se incluyen los aspectos de calidad del agua.

Algunos desinfectantes reducen los compuestos que causan sabor y olor en el agua. Algunos como el cloro y el ozono reducen el color del agua. El cloro por su parte reacciona con algunos compuestos presentes en el agua residual y produce compuestos carcinógenos. El ozono forma aldehídos. El dióxido de cloro forma cloratos y cloritos. Estos productos residuales de la desinfección deben evaluarse antes de decidir el desinfectante a usar, sobre todo cuando el agua piensa reusarse o descargarse a áreas especialmente sensibles.

Adicionalmente se debe tomar en cuenta la habilidad del desinfectante de mantener un residual en el agua tratada que garantice la seguridad de la desinfección del agua, por ejemplo el cloro mantiene un residual y el ozono no.

También debe considerarse la facilidad en el manejo del producto y su disponibilidad en la zona de aplicación.

### CINETICA DE LA DESINFECCION

La principal teoría de desinfección en uso actualmente es la de Chick y Watson la cual expresa la destrucción de los microorganismos por una relación de una reacción química de primer orden:

$$\ln \frac{N}{N_0} = -kt$$

Donde:

- N : número de organismos presentes en el tiempo t
- N<sub>0</sub> : número de organismos presentes en el tiempo 0
- k : constante característica del tipo de desinfectante, microorganismo y calidad del agua
- t : tiempo

En base a esta ecuación se ha desarrollado el concepto de letalidad específica que representa la potencia relativa de los desinfectantes en una concentración unitaria en un tiempo unitario. Los resultados que se muestran a continuación se obtuvieron para una destrucción del 99 % a pH 7.0 y 20 °C de temperatura.

Desinfectante	Bacteria E. coli	Poliovirus I	Quistes de amiba
O3	2,300	920	3.1
HOC1	120	4.6	0.23
ClO2	16	2.4	
OCl-	5	0.44	
NHC12	0.84	0.00092	
NH2Cl	0.12	0.014	

Estos valores sirven como indicadores de la letalidad relativa de estos agentes ya que hay una gran cantidad de variables que influyen en los resultados.

## QUIMICA DE LOS DESINFECTANTES

### Cloro

El cloro gaseoso cuando se añade al agua, rápidamente se hidroliza a ácido hipocloroso y ácido clorhídrico:



En soluciones diluidas a pH superior a 4 esta reacción procede hasta su conclusión.

El ácido hipocloroso se disocia en:



Generalmente la capacidad de desinfección del ácido hipocloroso es mayor que el hipoclorito, especialmente en tiempos de contacto cortos. Estas dos especies se conocen como cloro libre.

### Cloraminas

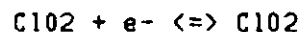
Cuando el cloro y el amoníaco están presentes al mismo tiempo en el agua, como ocurre con frecuencia en las aguas residuales reaccionan para formar productos conocidos como cloraminas. Estas cloraminas tienen poder germicida y se conocen como cloro combinado.

Las cloraminas consisten de tres especies: monocloraminas, dicloraminas y tricloruro de nitrógeno.

Si la reacción de oxidación del amoníaco se lleva a su término se produce nitrógeno gas cuando la relación en peso del cloro al nitrógeno es de 7.6. De ahí en adelante el cloro reacciona en la forma mencionada anteriormente.

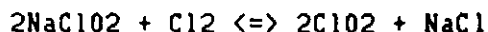
### Dióxido de cloro

La capacidad de oxidación del dióxido de cloro no se usa totalmente en la desinfección del agua ya que la reacción más común es:



que tiene un potencial de solo 0.95 V o sea menor que el  $\text{Cl}_2$ .

El dióxido de cloro se genera en el lugar de aplicación a partir de cloro y clorito



El mayor problema con la utilización de este desinfectante es que el producto de la reacción contiene hasta 30 % de cloro gas y por lo tanto este cloro produce los compuestos que se trataban de evitar al utilizar este desinfectante.

### Ozono



Este es el oxidante más poderoso con aplicación práctica en el tratamiento de agua. El ozono se forma por una descarga eléctrica en la presencia de oxígeno:



El elevado nivel de energía del ozono se libera en su descomposición a oxígeno.

#### Radiación ultravioleta

La destrucción de los microorganismos por la radiación ultravioleta ocurre cuando la energía es absorbida por el material genético de la célula. La destrucción máxima ocurre a 265 nm, que corresponde con la mayor absorción de los ácidos nucleicos.

### DISEÑO DE INSTALACIONES DE DESINFECCION

#### Cloro

El cloro se aplica como una solución a partir de un producto químico como el hipoclorito o a partir de cloro gas. El hipoclorito se usa en plantas pequeñas y el cloro gas en las demás aplicaciones.

El hipoclorito se obtiene en polvo o tabletas con 70 % de cloro disponible. Este se convierte en solución y se aplica con un dosificador de líquidos.

El gas cloro se obtiene en cilindros de 45 kg y de una tonelada de peso. El cloro gas se aplica en una solución. El sistema consiste en cilindros de gas, evaporadores, cloradores e inyectores. El inyector es el componente esencial del sistema. Este crea un vacío que permite que el gas cloro se mida y se maneje a presión atmosférica para mayor seguridad y confiabilidad del sistema. El inyector convierte al cloro gas en una solución concentrada de cloro de 100 a 3,500 mg/l.

Para proveer suficiente tiempo de contacto para la desinfección se utilizan conductos con una relación alta de largo a ancho. Esto se logra con un tanque con mamparas diseñadas para distribuir el flujo en la sección transversal del canal.

Las dosis de cloro dependen de las características del agua residual. Las dosis comunes son las siguientes:

Efluente de	Rango de la dosis, mg/l
Sedimentación primaria	5 - 20
Planta de precipitación química	2 - 6
Planta de filtros rociadores	3 - 15
Planta de lodos activados	2 - 8
Planta de lodos actulvados seguida de filtración	1 - 5

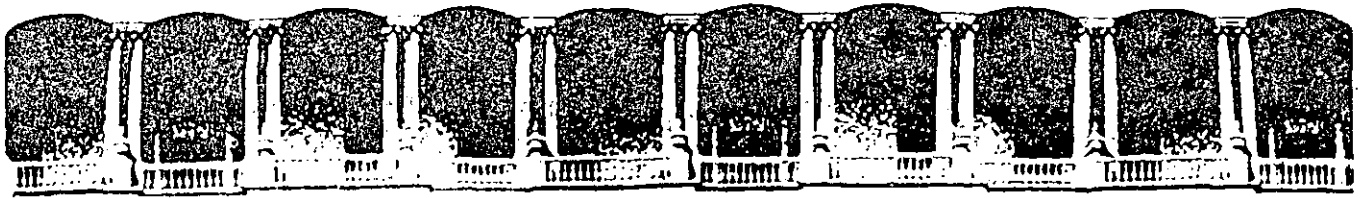
Los tiempos de contacto varían de 15 a 30 minutos para gasto máximo.

## Ozono

El ozono se puede producir a partir de aire o de oxígeno. Cuando se utiliza aire la mezcla contiene de 0.5 a 1.5 % de ozono, cuando se usa oxígeno la concentración aumenta a de 1 a 2 %. La inyección del gas se hace por tuberías perforadas. La profundidad de los tanques de contacto es de 3 a 5 m. Los ozonadores son patentados y se obtienen en diferentes capacidades hasta de 500 kg/d.

RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS DESINFECTANTES

CARACTERISTICA	CLORO LIBRE	CLORAMINAS	DIOXIDO DE CLORO	OZONO	RADIACION ULTRAVIOLETA
DESINFECCION BACTERIAS	EXCELENTE (COMO HOCL)	MODERADA	EXCELENTE	EXCELENTE	BUENA
VIRUS	EXCELENTE (COMO HOCL)	BAJA (BUENA CON TIEMPOS DE CONTACTO LARGOS)	EXCELENTE	EXCELENTE	BUENA
INFLUENCIA DEL pH	LA EFICIENCIA DISMINUYE CON EL AUMENTO DEL pH	LA DICLORAMINA PREDOMINA A pH ABAJO DE 5; LA MONOCLORAMINA PREDOMINA A pH ARRIBA DE 7. EN CONJUNTO RELATIVAMENTE INDEPENDIENTE DEL pH	UN POCO MAS EFICIENTE A pH ALTO	EL RESIDUAL DURA MAS SIN EFECTO A pH BAJO	
RESIDUAL	SI	SI	SI	NO	NO
FORMACION DE SUBPRODUCTOS	PRODUCTOS CLORADOS Y DESCONOCIDOS OXIDADOS, CLORAMINAS, CLOROFENOLES		COMPUESTOS AROMATICOS CLORADOS. CLORATO Y CLORITO	ALDEHIDOS, ACIDOS CARBOXILICOS AROMATICOS, FTALATOS	DESCONOCIDOS
EXPERIENCIA	MUNDIAL	ESTADOS UNIDOS	EUROPA	EUROPA	LIMITADA
DOSIS TIPICA, MG/L	DE 2 A 20	DE 0.5 A 3		DE 1 A 5	
PESO EQUIVALENTE		35.5	25.8	13.4	24
COSTO POR EQUIVALENTE		\$13,421.00	\$22,260.00	\$104,027.00	\$61,985.00



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

**CURSOS ABIERTOS**

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

**30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992**

**TRATAMIENTO AVANZADO, OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS,  
DESCRIPCION Y APLICACIONES**

**M. en I. HECTOR MENDOZA M.**

**PALACIO DE MINERIA**

## 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 demandas 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 organismos 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 tratamier  
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 fi a ción 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 <sup>3</sup>
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  $2.7 \text{ kWh/m}^3$  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.

#### REMOCION 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



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 <sub>3</sub>	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

---

pH	% de remoción
8.0	37
8.6	41
9.2	80
9.7	93
10.8	98

---

Temperatura entrada 21°C, Salida 17°C.

## REMOCION EN LECHOS DE CLINOPTILOLITA

Parámetro	% de remoción
N-NH <sub>3</sub>	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 <sub>3</sub>	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 <sub>3</sub>	39
N-NO <sub>3</sub>	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

13

---

Parámetro	% de remoción
DQO	89
Na	93
Cl	91
SO <sub>4</sub>	99
CE	94

---

CALIDAD DEL AGUA ESPERADA DE ALGUNAS COMBINACIONES  
DE PROCESOS DE TRATAMIENTO AVANZADO

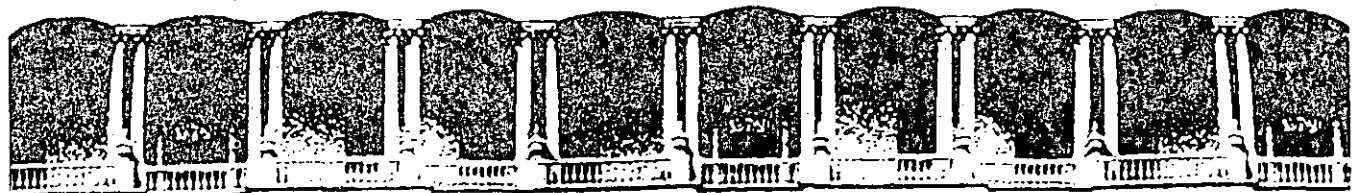
Pretratamiento	Procesos de tratamiento avanzado	Calidad esperada						
		DBO	DQO	Turbiedad	Fosfatos	SST	Color	N-NH <sub>3</sub>
Primario	C-S	75	130	10	3	20	45	25
	C-S, F	50	100	2	2	3	45	25
	C-S, F, CA	8	35	2	2	3	15	25
	C-S, DN, F, CA	8	35	2	2	3	15	5
Lodos activa- dos conven- cionales	F	5	40	5	25	8	40	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

200

Combinación de procesos	Costo relativo por m <sup>3</sup>
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**

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

**30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992**

**I G U A L A C I O N**

**M. en I. BALTAZAR LUCERO REMIREZ.**

**PALACIO DE MINERIA**

## IGUALACION

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 (períodos 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.

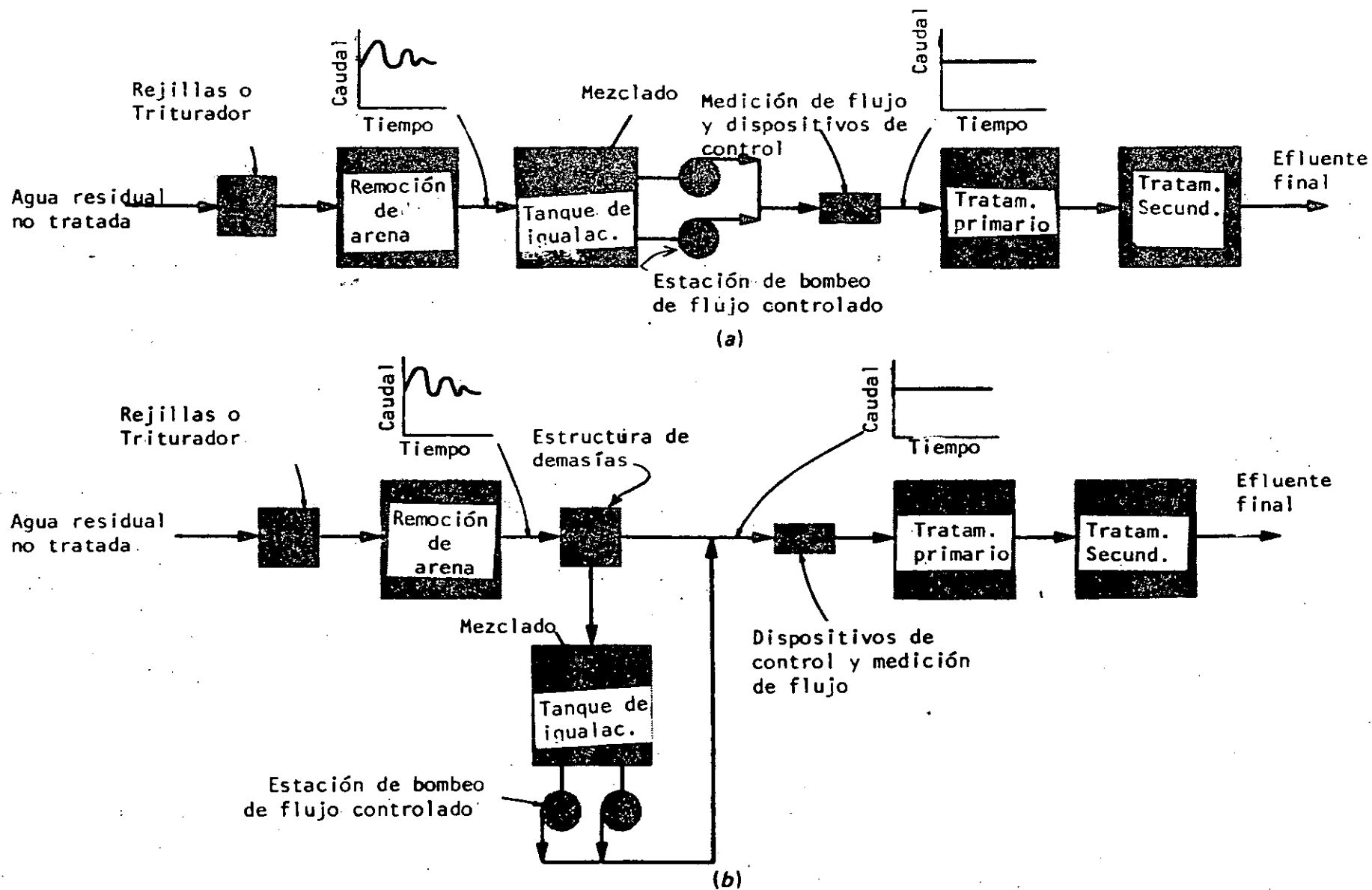


Figura 1 Diagrama típico de una planta de tratamiento de aguas residuales con igualación de flujo (a) en línea, (b) fuera de la línea.

## 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.

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

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:

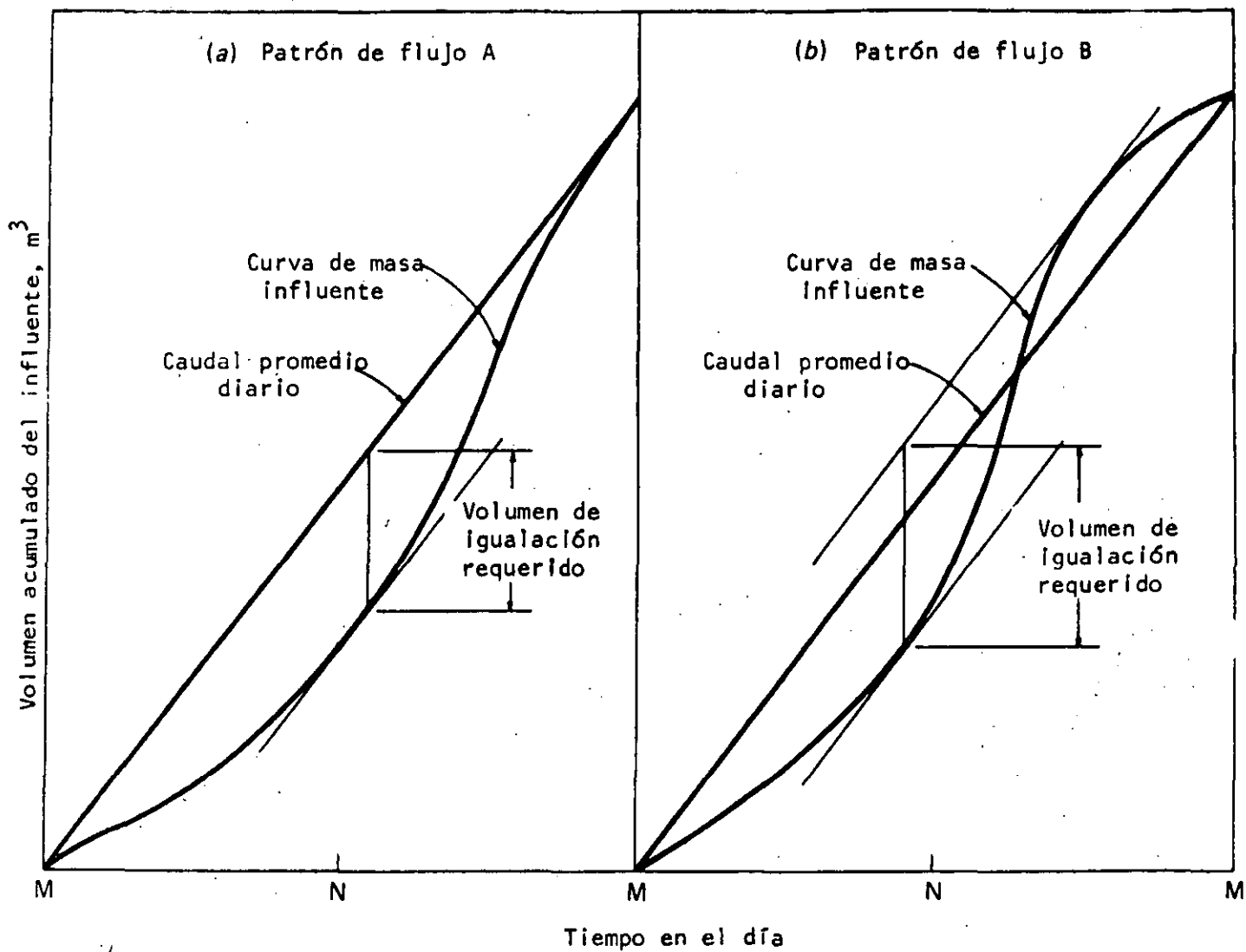


Figura 2 Curvas de masa para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo

Intervalo	Caudal promedio durante el intervalo, m <sup>3</sup> /s	Concentración promedio de DBO en el interv., mg/L	Volumen acumulado de flujo al final del int. m <sup>3</sup>	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  $0.307 \text{ m}^3/\text{s}$ .

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  $1106 \text{ m}^3$ , es decir,  $(26550 \text{ m}^3/\text{d})(1.0 \text{ h})/(24 \text{ h}/\text{d})$ . 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 período 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<sup>3</sup>

$X_{ic}$  = 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<sup>3</sup>

$X_{sp}$  = 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 período 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 período 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 <sup>3</sup>	Volumen al- macenado al final del intervalo m <sup>3</sup>	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	1170	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.

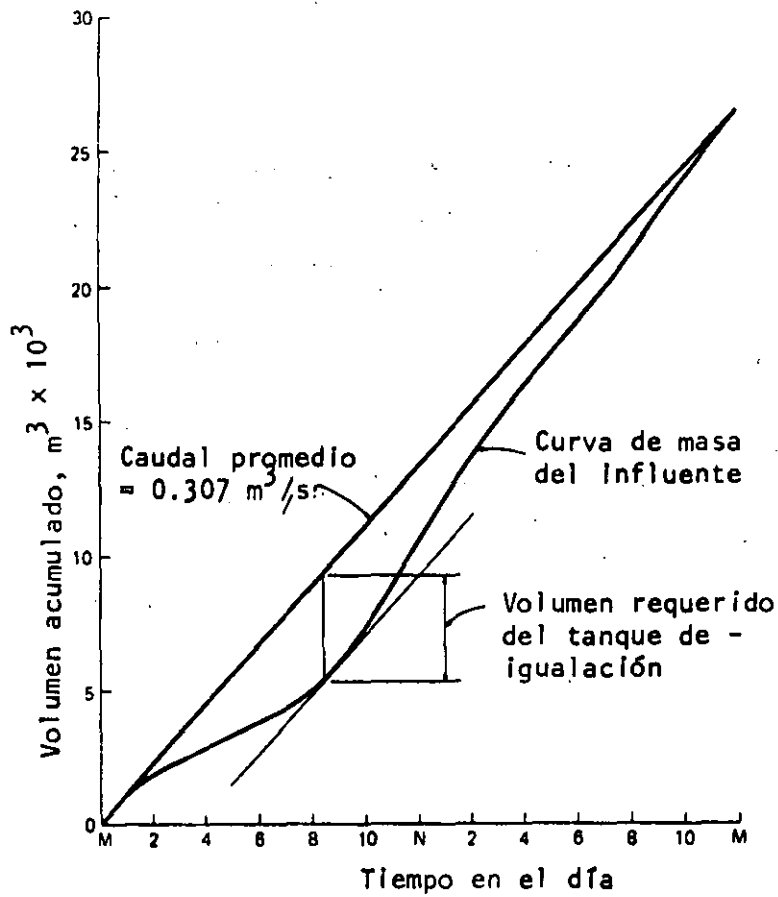


Figura 3 Curva de masas para la determinación del volumen del tanque de igualación del ejemplo

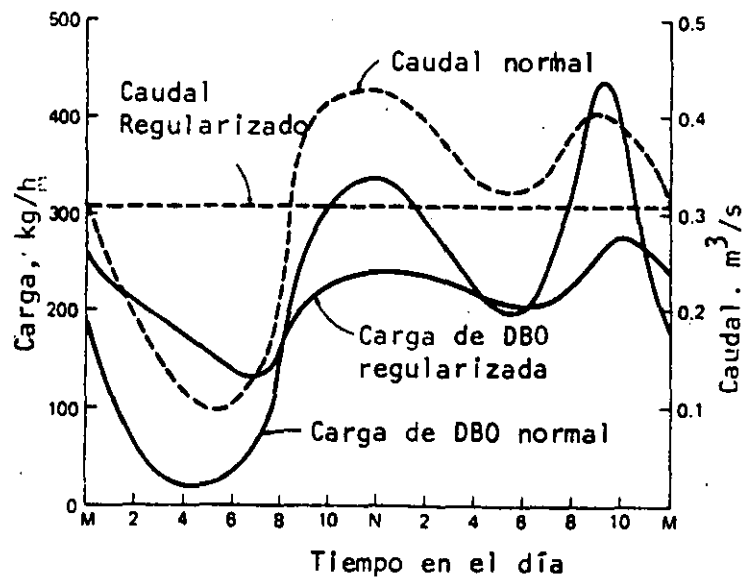


Figura 4 Graficación de los valores de caudal y carga de DBO normales y corregidos por igualación del flujo del ejemplo

la siguiente expresión:

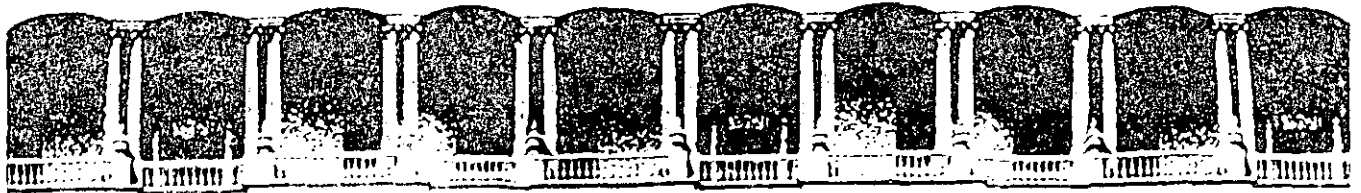
$$\text{Carga, Kg/h} = \frac{(\text{Xoc, g/m}^3)(\text{q1, m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})}{10000 \text{ g/Kg}}$$

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**

**CURSOS ABIERTOS**

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

**30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992**

**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.**

**PALACIO DE MINERIA**

# 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).

---

Nota: Los números entre paréntesis se refieren a la bibliografía al final de este trabajo.

TABLA 1 CARACTERISTICAS FISICAS, QUIMICAS Y BIOLÓGICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.

20

PARAMETROS	FUENTE
<b>F I S I C A S</b>	
Sólidos	Municipal e Industrial
Temperatura	Municipales e Industriales
Color	Municipales e Industriales
Olor	Alcantarillado, industriales

<b>Q U I M I C A S</b>	
<b>Orgánicos:</b>	
Proteínas	Municipales y comerciales
Carbohidratos	Municipales y comerciales
Grasas y aceites	Municipales, comerciales e industriales
Detergentes	Municipales e industriales
Fenoles	Industriales
Insecticidas	Agrícolas
<b>Inorgánicos:</b>	
pH	Industriales
Cloruros	Municipales, infiltración
Alcalinidad	Municipales e infiltración
Nitrógeno	Municipales y agrícolas
Fósforo	Municipales, industriales y naturales
Azufre	Industriales
Compuestos tóxicos	Industriales e infiltración
Metales pesados	Industriales
<b>Gases:</b>	
Oxígeno	Infiltración superficial
Sulfuro de hidrogeno	Descomposición de desechos municipales
Metano	Descomposición de desechos municipales

26

<b>B I O L O G I C O S</b>	
Protista	Municipales, plantas de tratamiento
Virus	Municipales
Plantas	Cuerpos de agua, plantas de tratamiento
Animales	Cuerpos de agua, plantas de tratamiento

T A B L A 2

22

COMPOSICION DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS  
(Valores en mg/l a menos que se especifique otro)

INDICADORES	CONCENTRACION		
	MAXIMA	MEDIA	MINIMA
Sólidos totales	1,200	700	350
Disueltos totales	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
Suspendidos totales	350	200	100
Fijos	75	50	30
Volátiles	275	150	70
Sólidos sedimentables (ml/l)	20	10	5
Demanda bioquímica de oxígeno (5 días, 20° C)	300	200	100
Carbón orgánico total (COT)	300	200	100
Demanda química de oxígeno (D.Q.O.)	1,000	500	250
Nitrógeno total (N)	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoniacal	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo total	20	10	6
Orgánico	5	3	2
Inorgánico	15	7	4
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (como Ca CO <sub>3</sub> )	200	100	50
Grasas	150	100	50



## 2.1 CARACTERISTICAS FISICAS.

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 m $\mu$  a 1  $\mu$ . 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 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

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 sulfonato de alquil-benceno (ABS), sumamente resistente a la degradación biológica. En algunos países el ABS, ha sido reemplazado en los detergentes por sulfonatos 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 (CO<sub>T</sub>). 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 heterogénea 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

$$\text{DBO (mg/l)} = \left[ (\text{OD}_t - \text{OD}_i) \frac{100}{\%} \right] - (\text{OD}_t - \text{OD}_s)$$

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,

$\text{OD}_t$  = Oxígeno disuelto en el testigo al final del período de incubación.

$\text{OD}_i$  = Oxígeno disuelto en la muestra al final del período de incubación.

$\text{OD}_s$  = 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 periodo 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:

$$\ln \frac{L_t}{L_0} = -k_1 t \quad (2)$$

$$\log_{10} \frac{L_t}{L_0} = -k_1 t$$

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  $\Sigma y / \Sigma ty$ , y  $L_0$  partiendo de  $\Sigma y / L_0$ .

En este método, los datos se ajustan a una curva de primer orden que tiene sus dos primeros momentos  $\Sigma y$ ,  $y$ ,  $\Sigma ty$  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,

$$\ln r = \ln L_0 k_1 - k_1 t$$

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:

$$k_t = k_{20} \Theta^{(t-20)}$$

$\Theta = 1.047$  (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

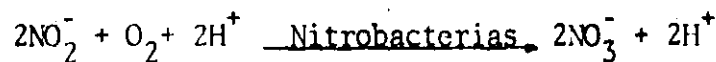
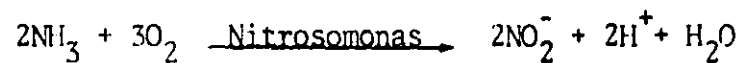
12 se ilustra el efecto de los metales pesados en la DBO.

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  $\text{CO}_2$  y  $\text{H}_2\text{O}$  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  $\text{CO}_2$  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 Kenmerer 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.

Cuando 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.

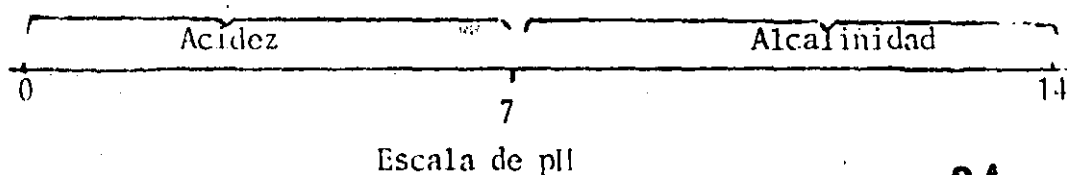
El término pH es usado universalmente para expresar la condición ácida o alcalina de una solución. Es una forma de expresar la concentración, en moles por litro, del ion hidrógeno  $[H^+]$ , o mejor dicho la actividad del ion hidrógeno.

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".

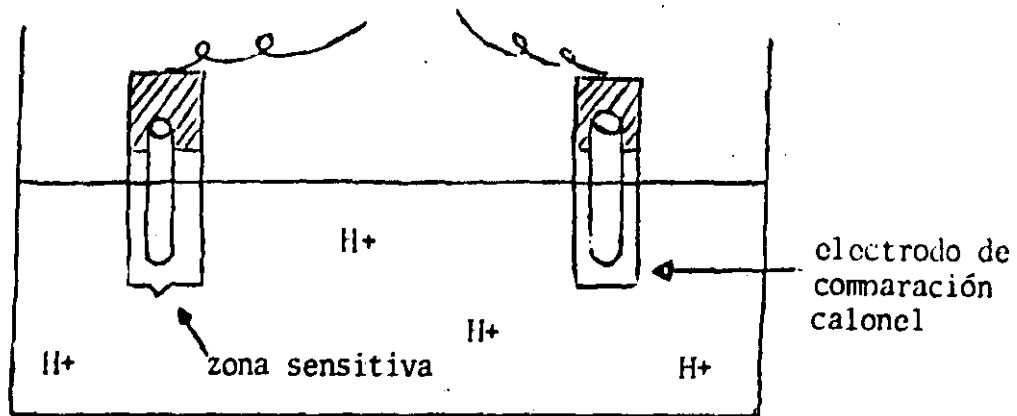
Usualmente el pH tiene un ámbito de medida de 0 a 14. En este ámbito el pH 7 representa una neutralidad absoluta.



**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 prácticos 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 desea emplear tratamiento químico

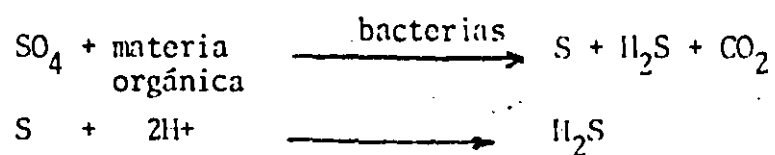
### Nitrógeno y fósforo.

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 esto 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, dióxido 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.

(Milímetros 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 <sub>2</sub>	2.016	0.08988	21.4	19.6	18.2	17.0	-253
Metano, CH <sub>4</sub>	16.014	0.7168	55.6	41.8	33.1	27.6	-162
Nitrógeno, N <sub>2</sub>	28.01	1.251	23.0	18.5	15.5	13.6	-196
Oxígeno, O <sub>2</sub>	32.00	1.429	49.3	38.4	31.4	26.7	-183
Amoniaco, NH <sub>3</sub> *	17.03	0.7710	1,300	910	711	...	-33.4
Acido sulfhídrico							
H <sub>2</sub> S*	34.08	1.539	4,690	3,520	2,670	...	-61.8
Bióxido de							
carbono, CO <sub>2</sub> *	44.01	1.977	1,710	1,190	878	665	-78.5
Ozono, O <sub>3</sub>	48.00	2.144	641	520	368	233	-112
Bióxido de azufre,							
SO <sub>2</sub> *	64.07	2.927	79,800	56,600	39,700	27,200	-10.0
Cloro, Cl <sub>2</sub> *	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 N<sub>2</sub>, 20.95 % de O<sub>2</sub>, 0.93% de A, 0.33% de CO<sub>2</sub> y 0.01 % de otros gases en volumen. Para propósitos comunes, se supone que está compuesto de 79% N<sub>2</sub> y 21% de O<sub>2</sub>

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 O<sub>2</sub> 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.

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 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 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 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 :



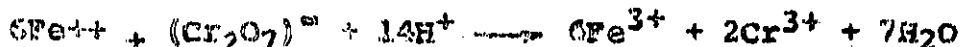
Se usa dicromato de grado analítico, secado a 103°C.

Se recomienda una normalidad 0.25 N para la solución de dicromato. Como una solución 0.25 N de oxígeno equivalente a  $0.25 \times 8 \frac{\text{gr}}{\text{lt}} = 2 \frac{\text{gr}}{\text{lt}} = 2 \text{ mgr. de oxígeno/ml}$  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 ( $\text{Fe}^{++}$ ). 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  $\text{Fe}^{++}$  se usa sulfato ferroso de amonio (SFA). Como las soluciones de  $\text{Fe}^{++}$  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 Ferroín (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 iodosos reaccionan con él para producir precipitados.

todos 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  $Cl_2$  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 :  $1 \frac{g}{lt} Cl_2$  (35.5) equivalen a  $0.23 \frac{g}{lt}$  Oxígeno (8.0)

$$35.5 \frac{g}{lt} Cl_2 = \frac{8}{lt} Ox. ; \therefore 1 Cl_2 = \frac{8}{35.5} = 0.23 Ox. -$$

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.

$K = 39.102 \times 2 = 78.204$

$Cr = 51.996 \times 2 = 103.992$

$O = 16.000 \times 7 = 112.000$

$\therefore P.M. = 294.196$

$\therefore Sol. 1N = \frac{294.196}{6} = 49.1 \frac{gr}{lit}$ ;  $0.25 N = 12.259 \frac{gr}{lit}$

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  $Fe (NH_4)_2 (SO_4)_2 6H_2O$ , 0.25 N. (SF. ).

Preparación:

- a) 98 gr. sulfato ferroso amoniacal se disuelven en agua destilada .
- b) se agregan 20 ml de  $H_2SO_4$  concentrado .
- c) 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 diluida 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 Ferrofn como indicador.

Normalidad =  $\frac{ml K_2Cr_2O_7 \times 0.25}{ml Fe(NH_4)_2(SO_4)_2}$  ... 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 mezcla lo.



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 Ferroín.-

#### 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:

$$\frac{mg}{lt} \text{ D.O.O.} = \frac{(a-b)c \times 8000}{ml \text{ muestra}} - d, \text{ en que}$$

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  $Cl^-$  x 0.23.

Deducción de la fórmula:

Sabemos que el peso de una sustancia A expresada como B está dada por :

$$P_A/B = P_A/A \quad \frac{P.E._B}{P.E._A} \quad (1), \text{ en que}$$

$P_{A/B}$  = 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), No. 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 gr. tendremos:

$$\frac{P_{A/B}}{V_M} = K_{A/B} = \frac{N_A V_A P.E.B}{V_M}$$

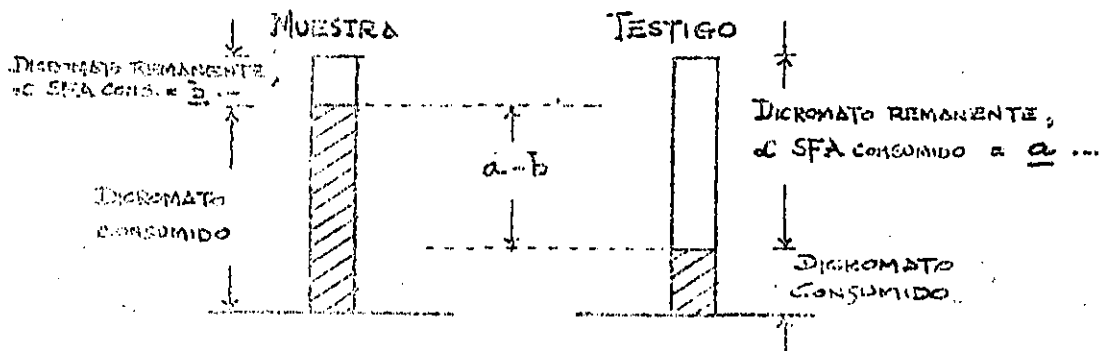
donde  $V_M$  es el volumen de la muestra, en lt.-

Por lo tanto, la concentración en gr/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.
- $a^*b$  = 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 sustraída, y haciendo  $C = H_A$ , la expresión queda en la forma contenida en los Métodos Estándar :

$$D.Q.O. = \frac{(a-b) \times 2000}{V_M} = d \dots$$

## 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 samandos 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 grande  $N$  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:

$$P_x = \frac{N(N-1)(N-2) \dots (N-x+1)}{x!N^x} \times \left(\frac{1}{V}\right)^x \left(1 - \frac{1}{V}\right)^{N-x}$$

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:

$$q = (1 - e^{-nL})$$



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 9

$$P = \frac{5!}{4!1!} (e^{-10L})^4 (1 - e^{-10L})^{5-4}$$

$$P = 5(e^{-40L})(1 - e^{-10L})$$

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

$$\frac{dP}{dn} = 5(-0.40 e^{-0.4n} + 0.5 e^{-0.5n}) = 0$$

$$\frac{0.5}{0.4} = \frac{e^{-0.4n}}{e^{-0.5n}} = e^{-0.1n}$$

$$n = \frac{\log 1.25}{(0.1) \log e} = \frac{0.096}{0.0434} = 2.2 \text{ bacterias}$$

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

$$P = -e^{-0.111n} - e^{-0.1111n} - e^{-1.0111n} + e^{-1.1111n}$$

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

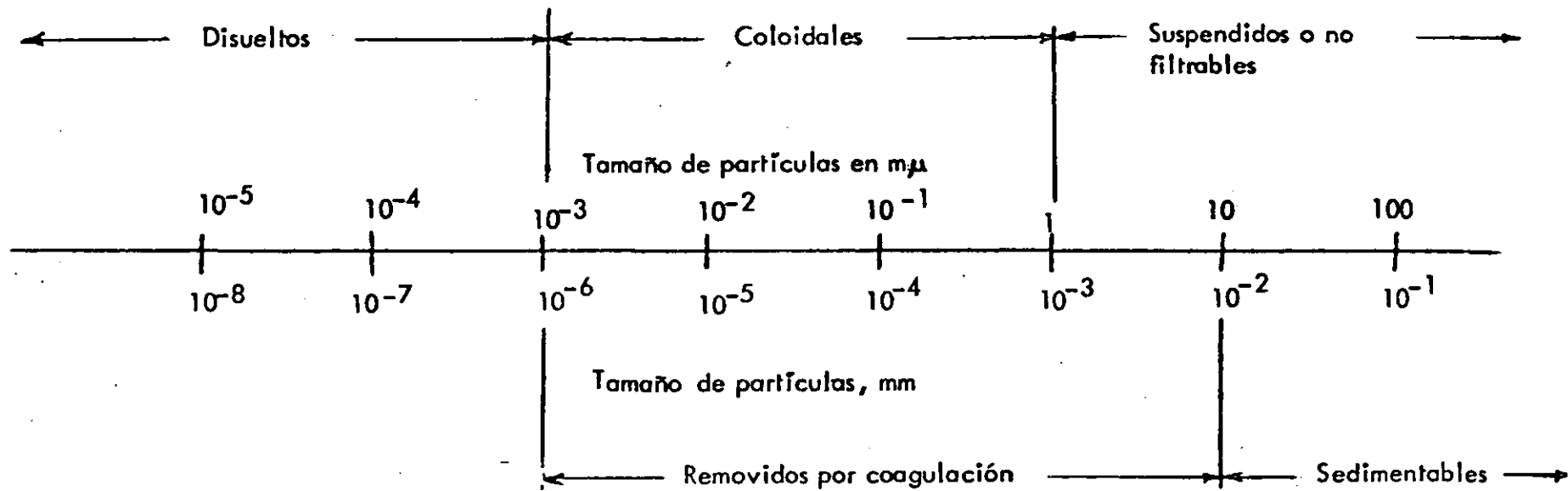


Fig.1 Clasificación y ámbito de tamaño de las partículas en el agua.

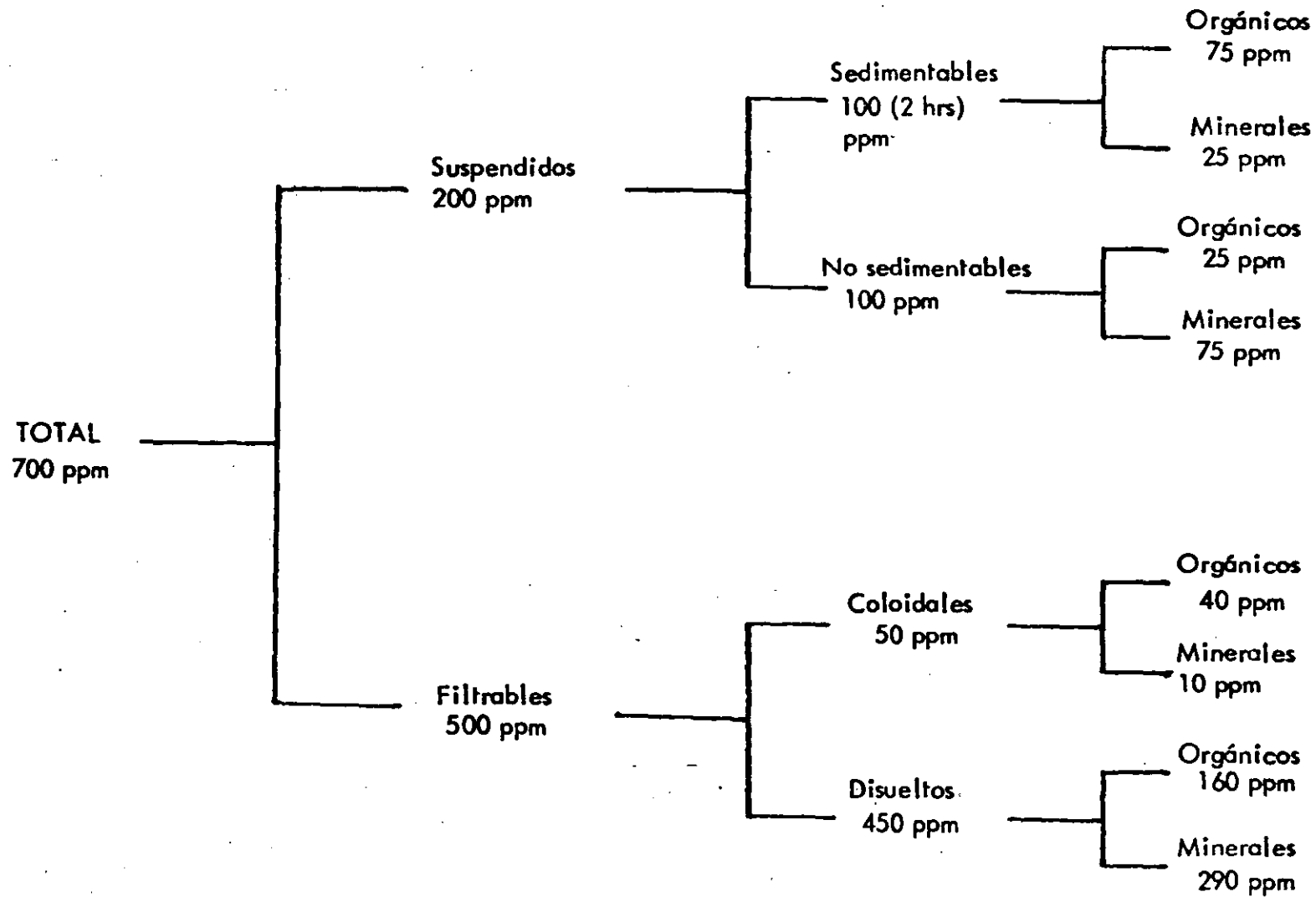


Fig. 2 Clasificación de sólidos en aguas residuales de concentración media

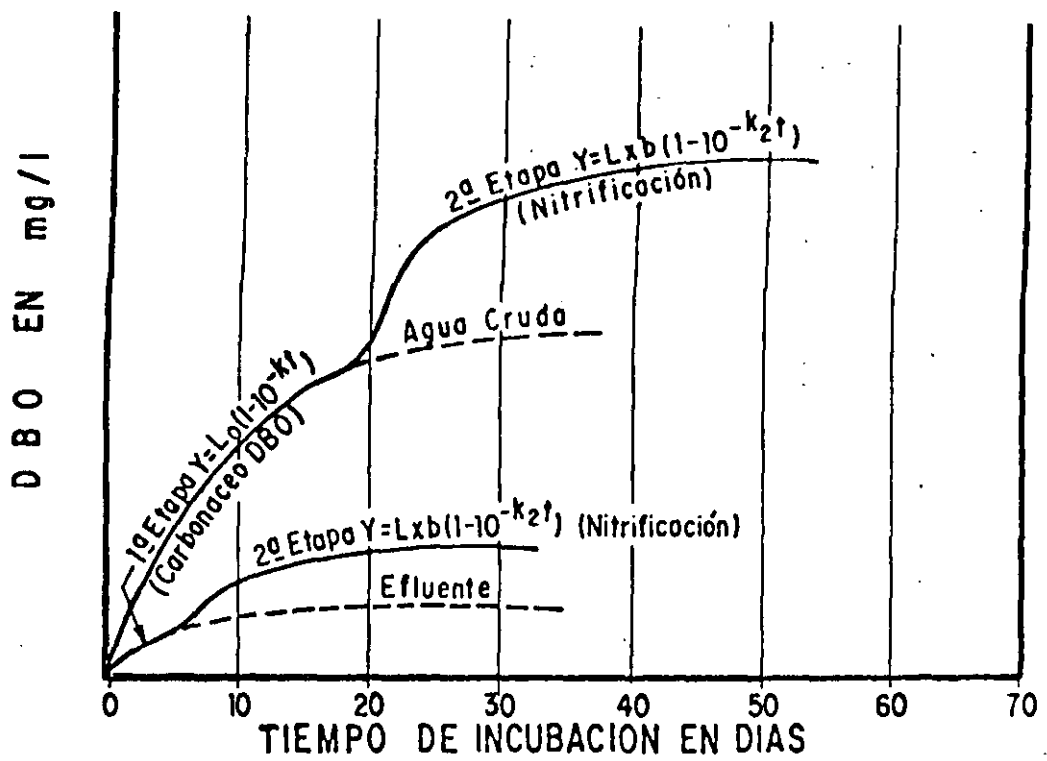


FIGURA 3 - PRIMERA Y SEGUNDA ETAPAS DE LA DBO EN AGUAS RESIDUALES CRUDAS Y TRATADAS

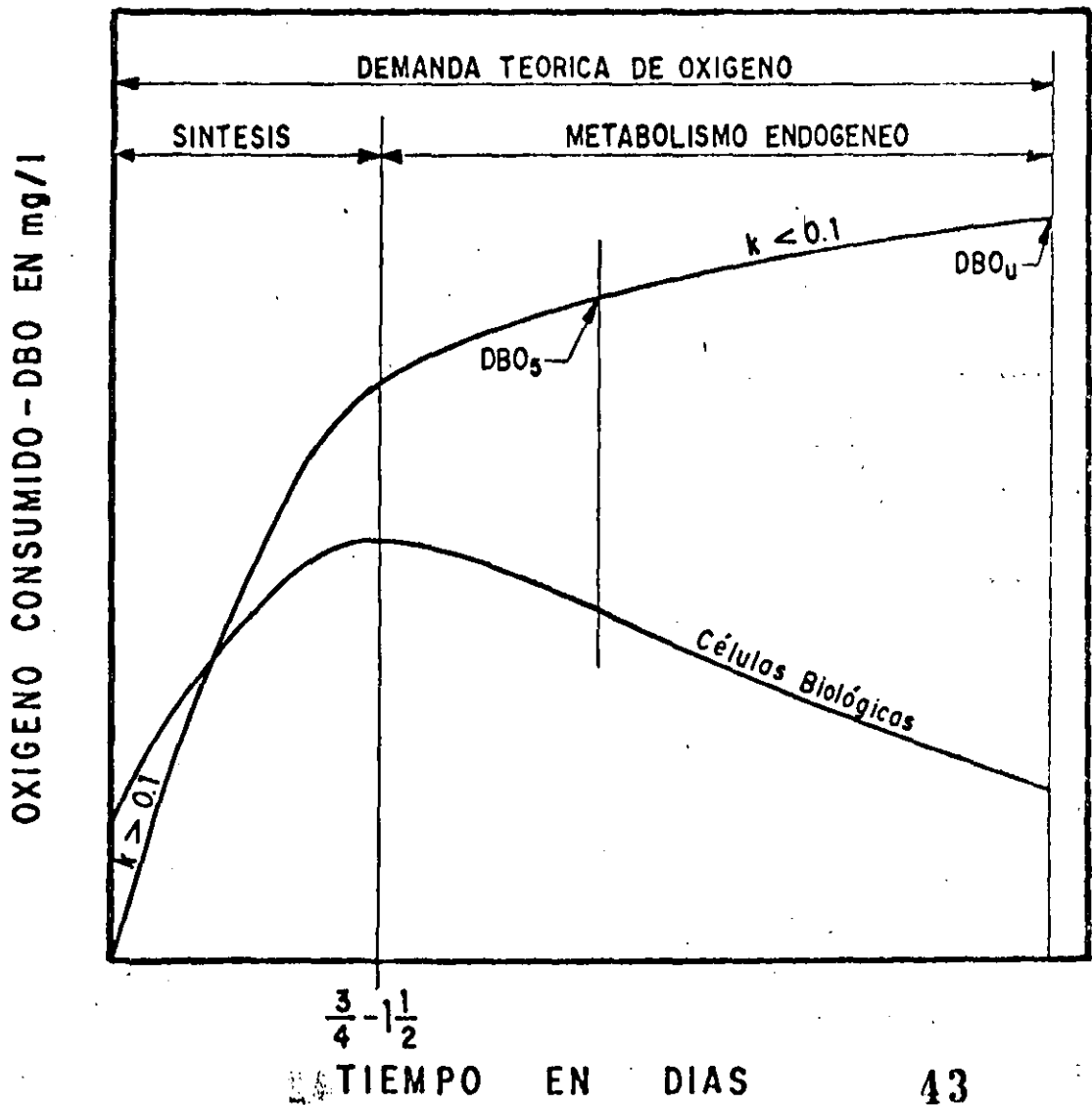


FIGURA 3a - REACCIONES QUE OCURREN EN LA BOTELLA DE DBO

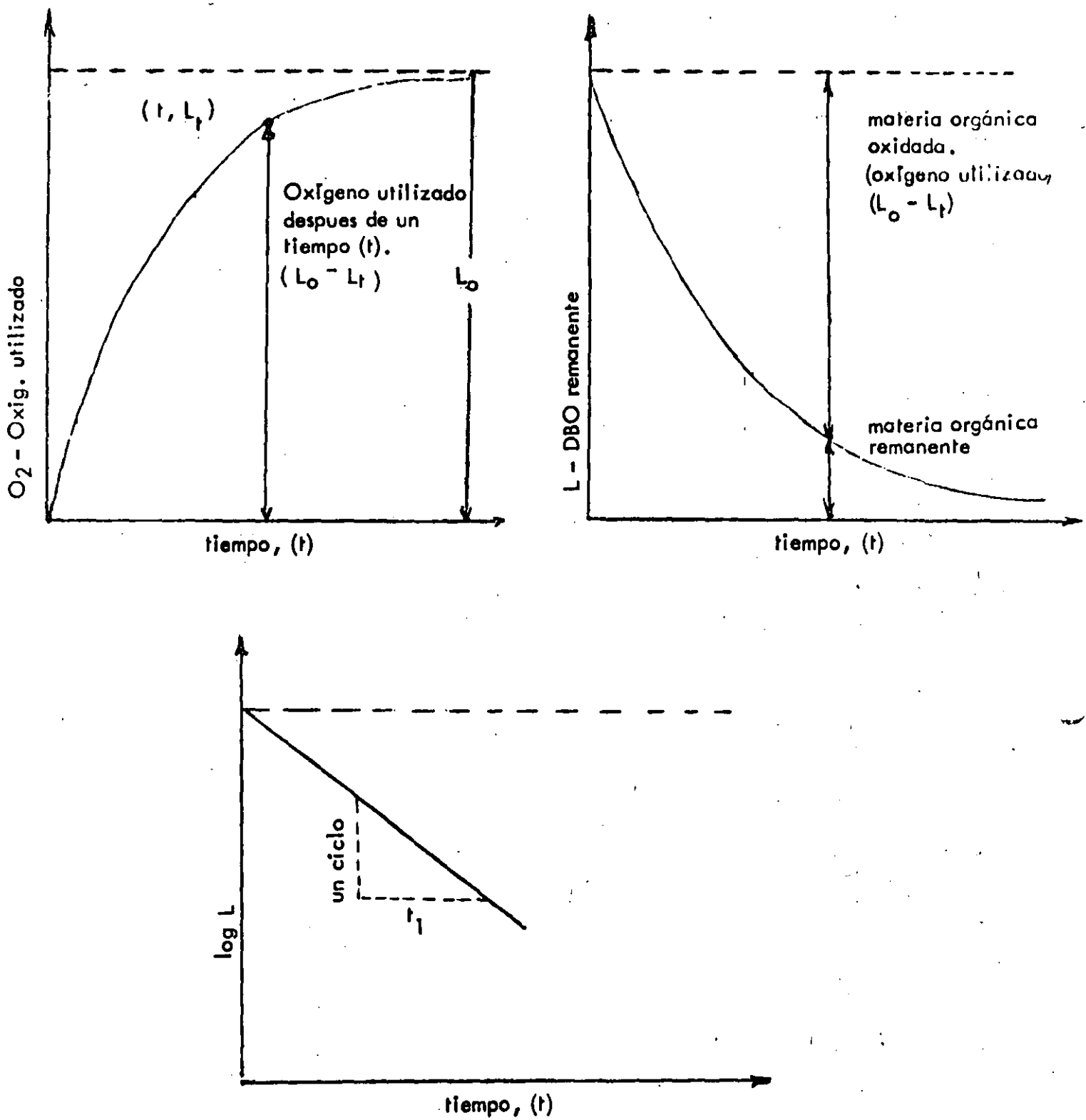


FIG. 4 REPRESENTACION GRAFICA DE LA ECUACION DE LA DBO

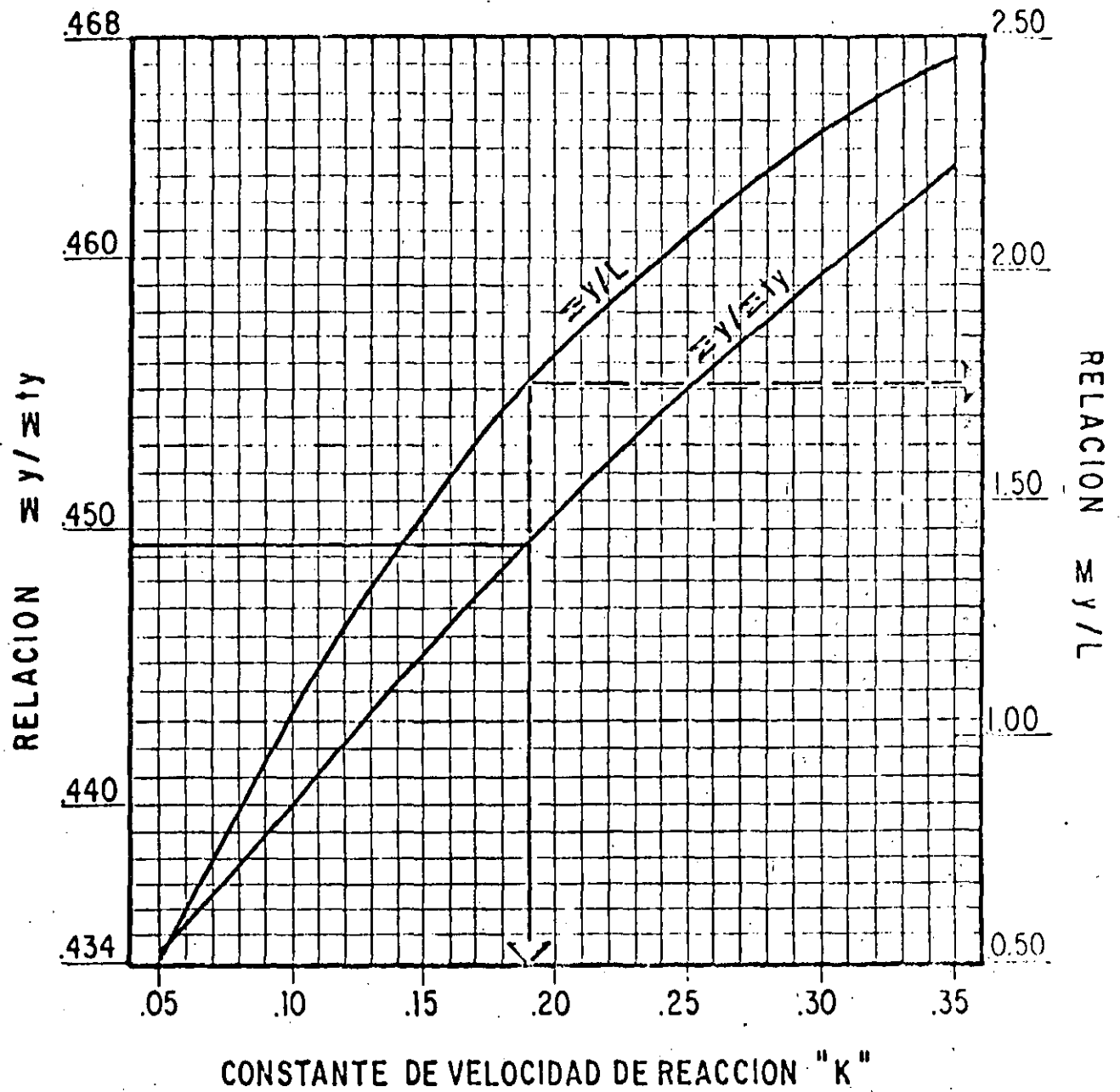


FIGURA 5.- VALORES DE " $k$ " Y DE LA DBO ULTIMA PARA SERIES DE PRUEBAS DE LA DBO POR 1, 2 Y 3 DIAS (Según MOORE, THOMAS y SNOW)



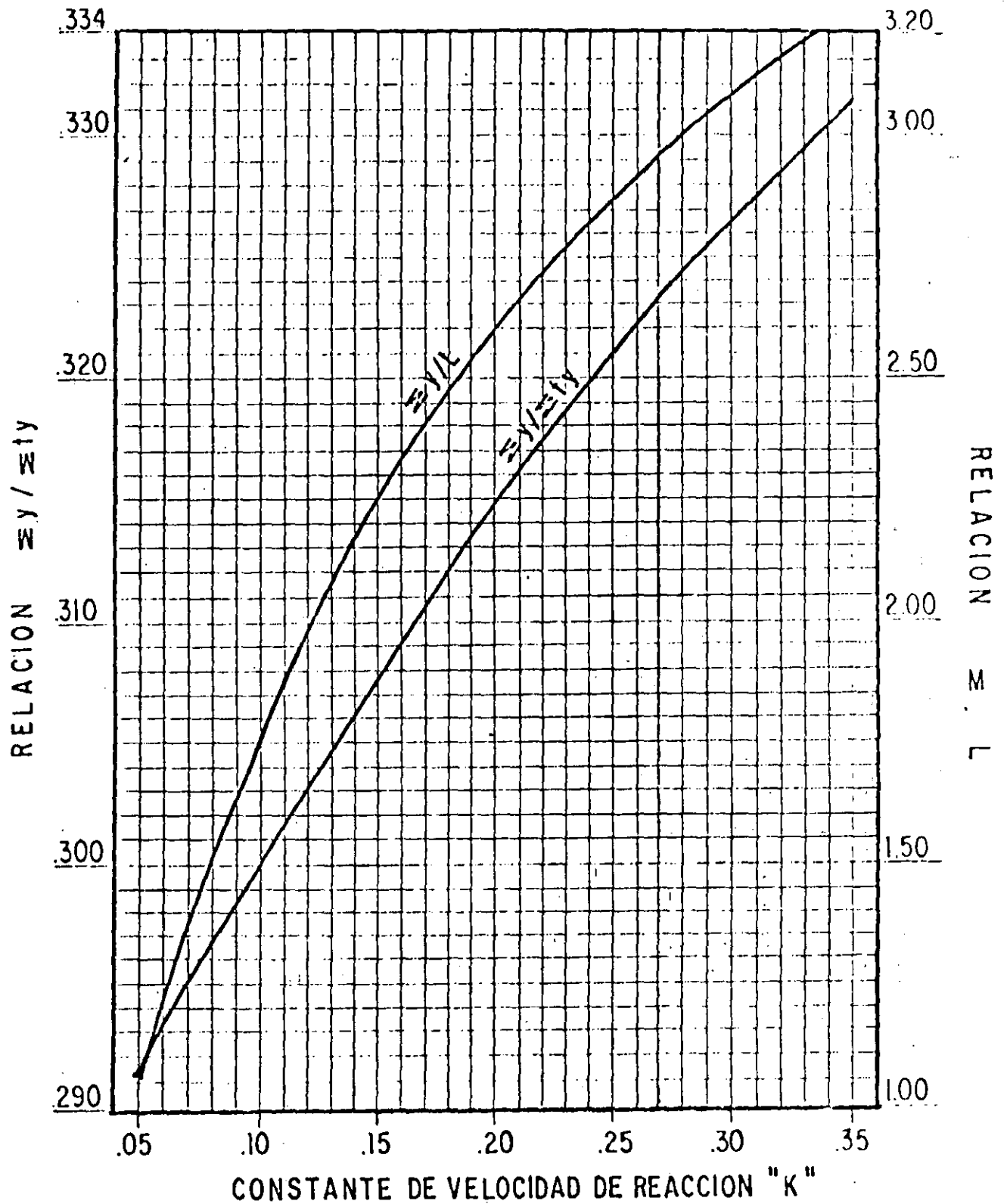


FIGURA 5a .--VALORES DE "k" Y DE LA DBO ULTIMA PARA SERIES DE PRUEBAS DE LA DBO POR 1,2,3 Y 5 DIAS (Según MOORE, THOMAS Y SNOW)

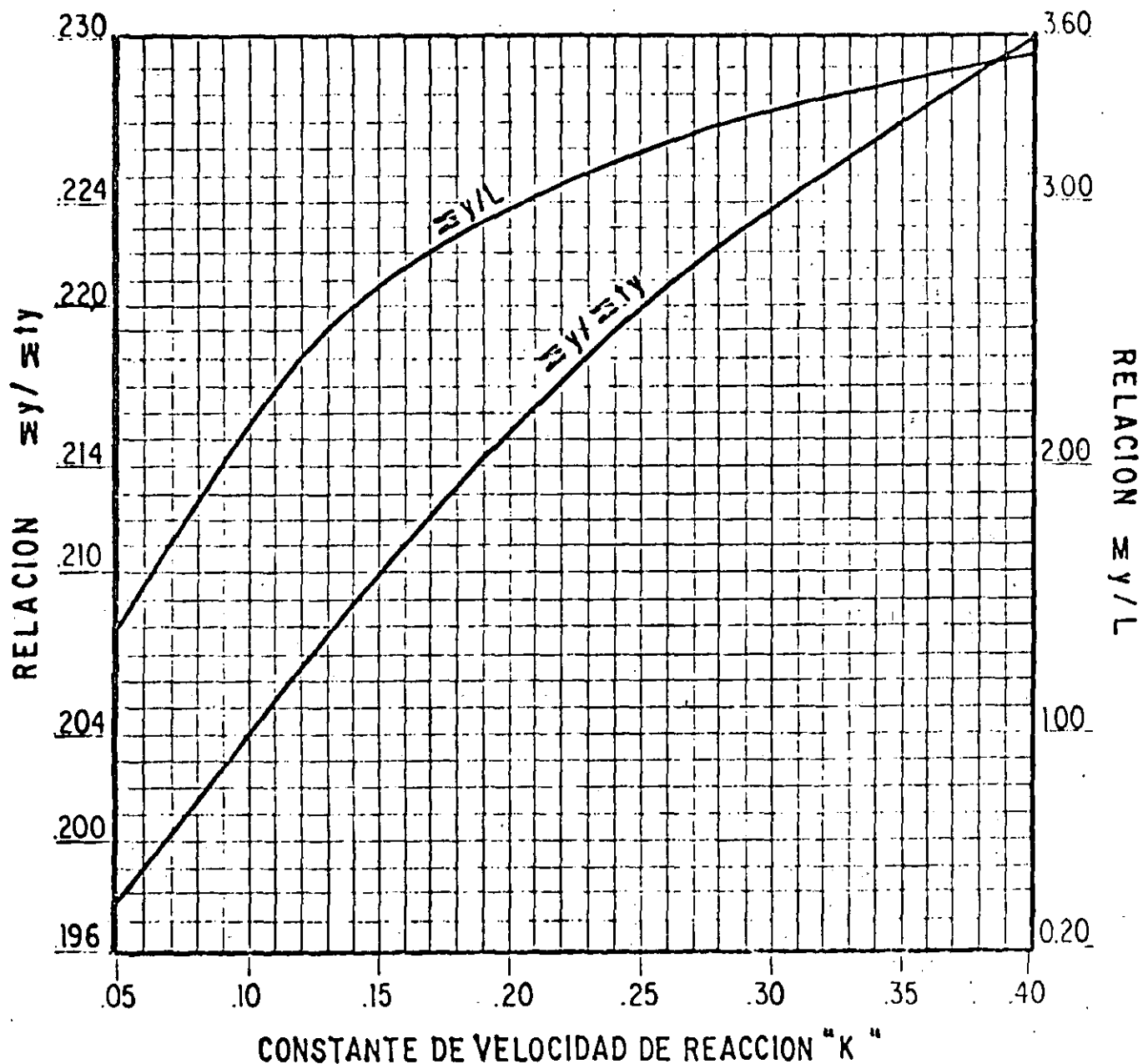


FIGURA 5b — VALORES DE "k" Y DE LA DBO ULTIMA PARA SERIES DE PRUEBAS DE LA DBO POR 1,3,5 Y 7 DIAS (Según MOORE, THOMAS y SNOW)

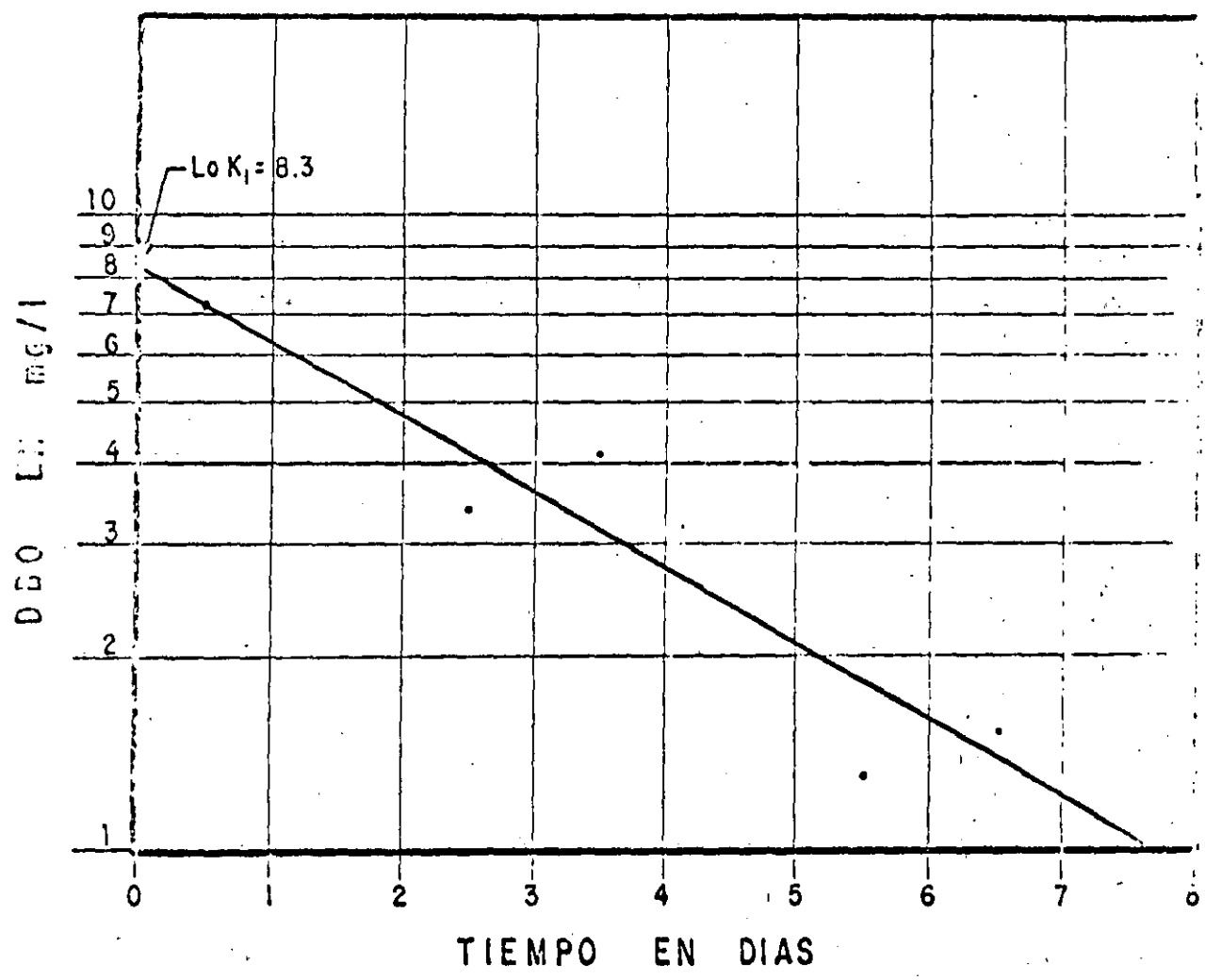


FIGURA 6 — DETERMINACION DE  $K_1$  Y  $L_0$   
(METODO DE LAS DIFERENCIAS LOGARITMICAS)

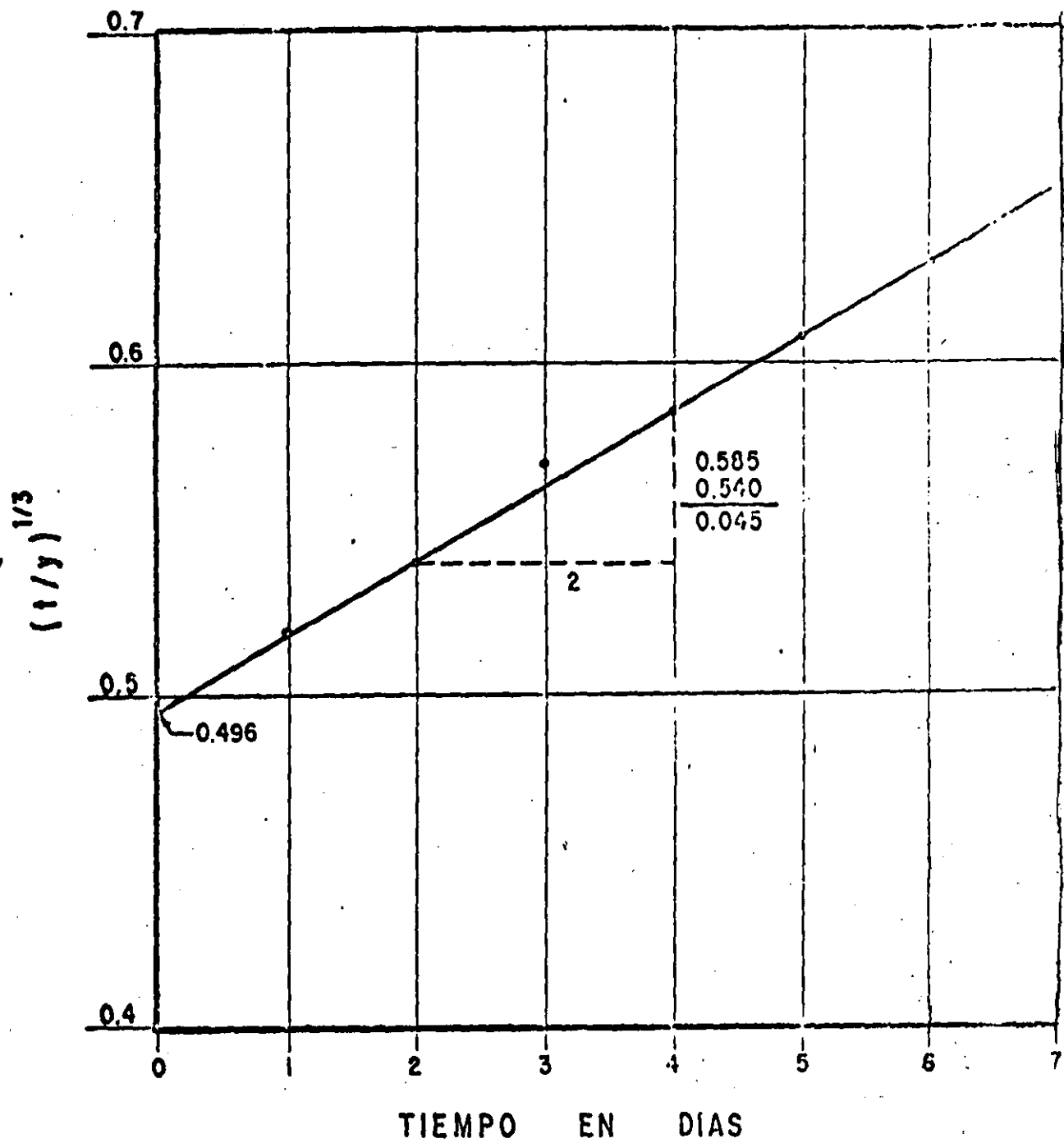


FIGURA 7 .— DETERMINACION DE  $K_1$  Y  $L_0$   
(METODO GRAFICO)

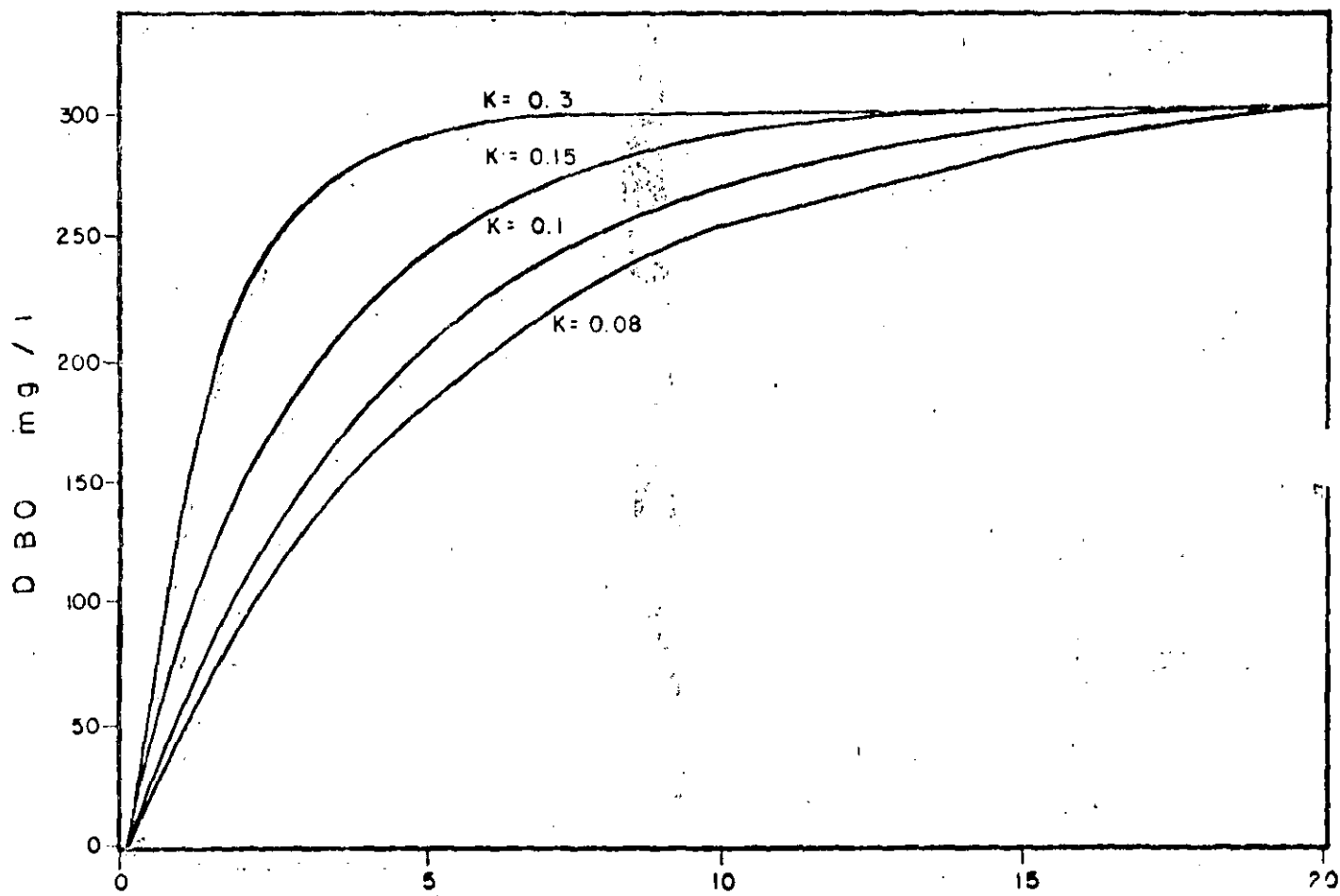


FIG. 8 Efecto de  $k$  sobre la DBO para una  $L$  dada.

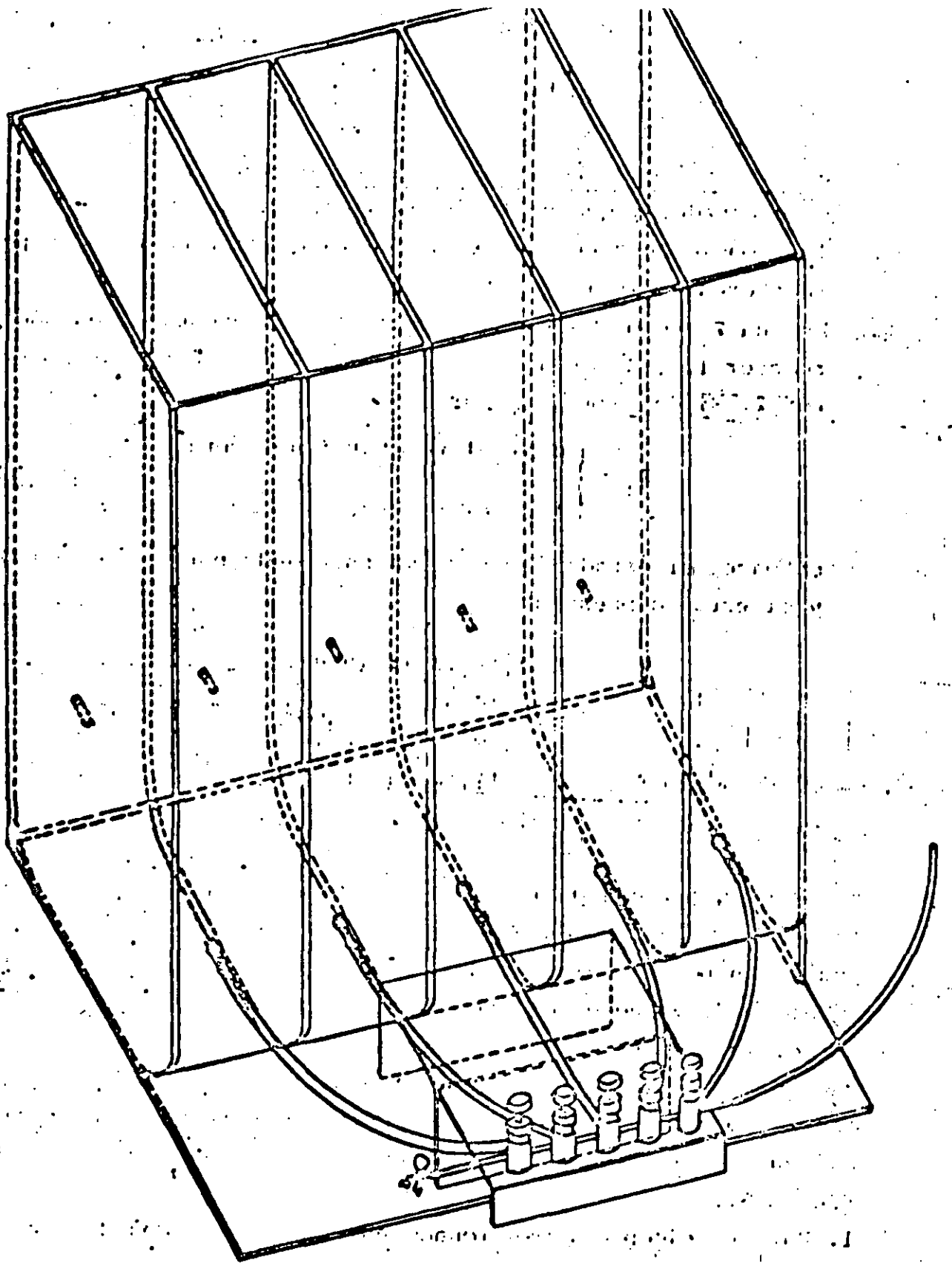


FIG. 9 CELDA PARA ACLIMATACION DE MICROORGANISMOS

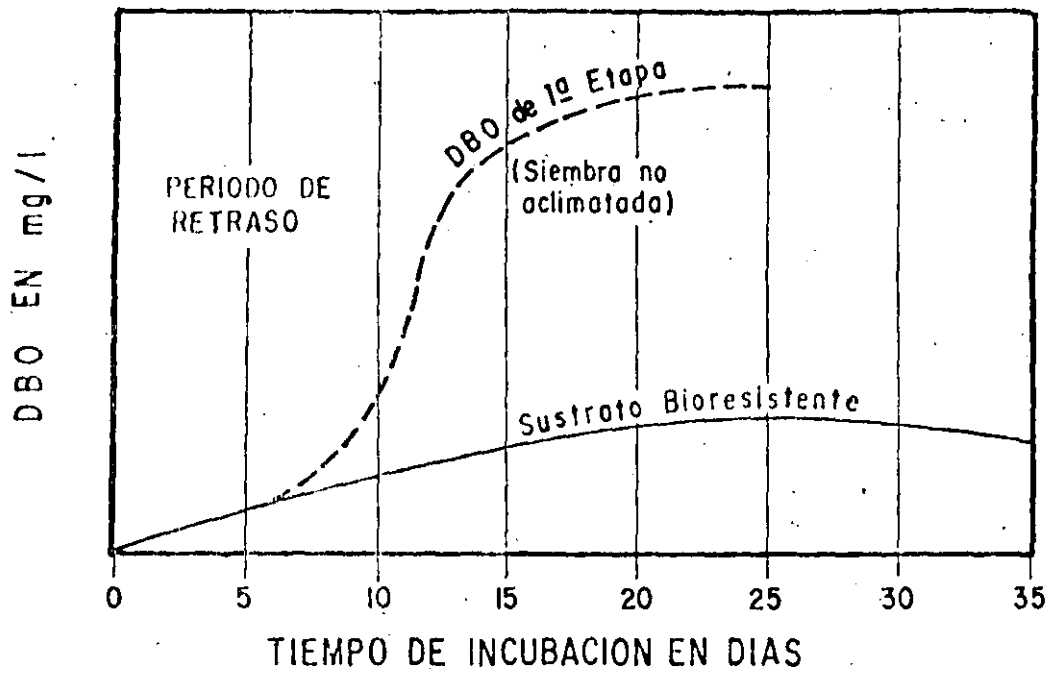
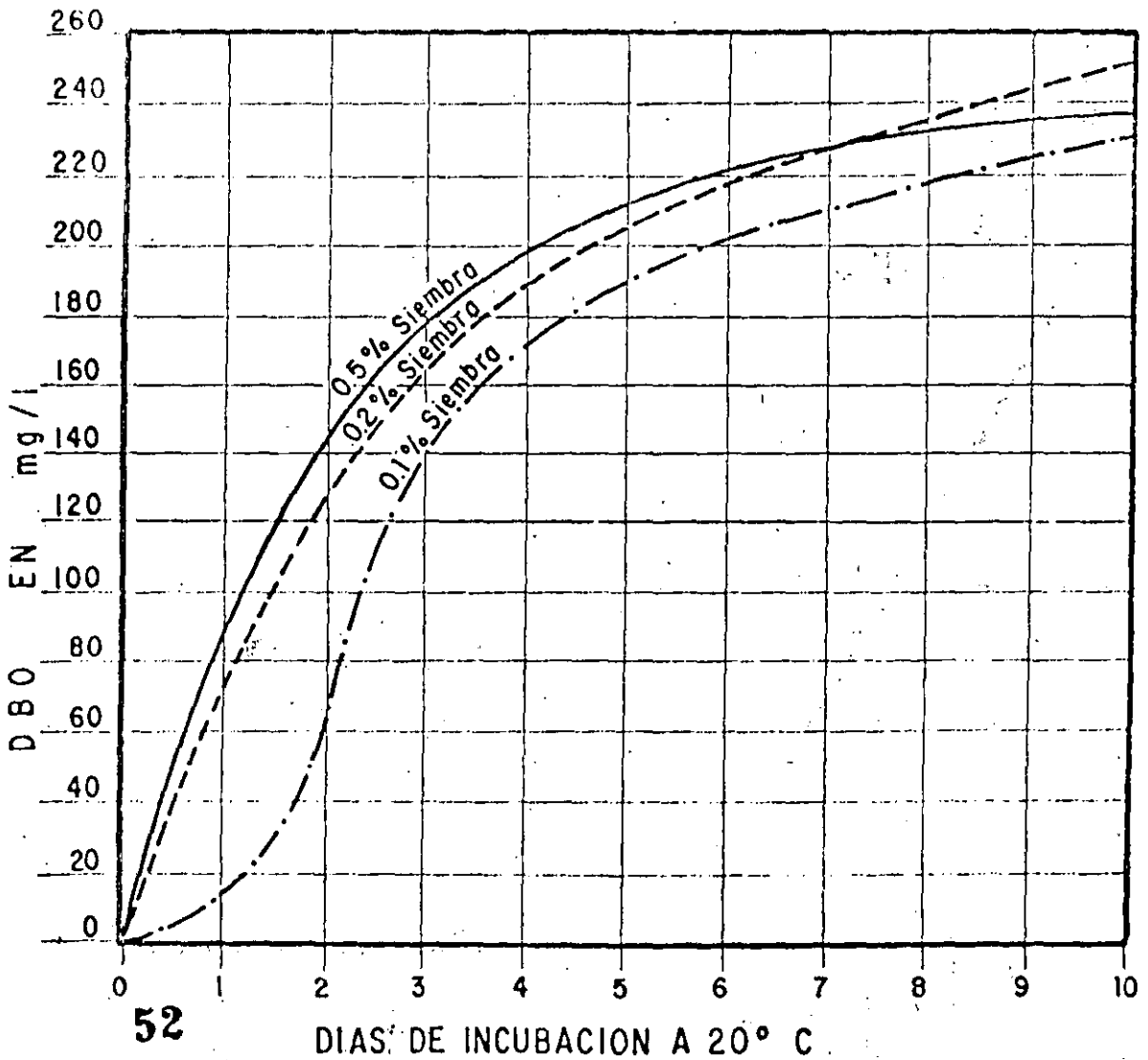


FIGURA 10 — EFECTOS DE LA ACLIMATACION EN LA DBO



52

FIGURA 11.—EFECTO DE LA CONCENTRACION DE LA SIEMBRA EN LA DBO

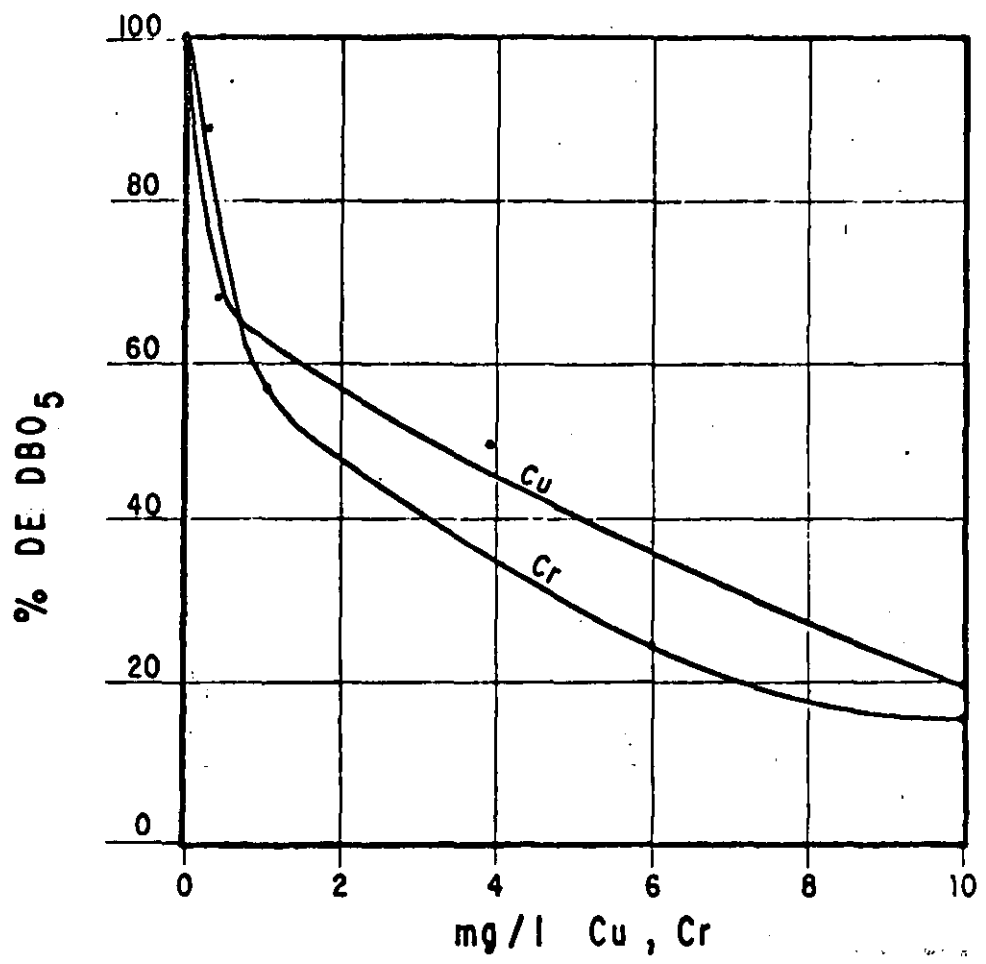
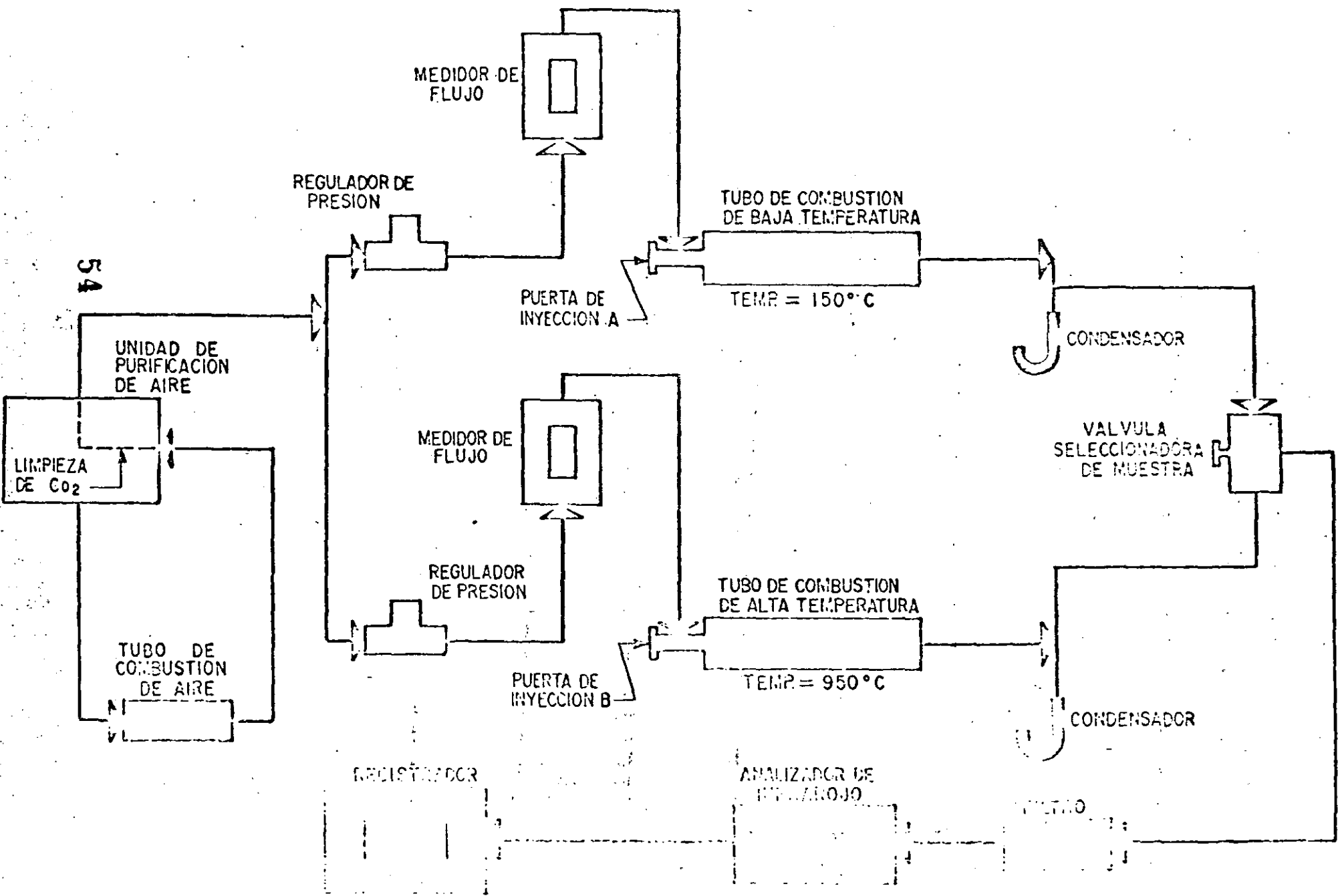


FIGURA 12.—EFECTO DE LA CONCENTRACION DE IONES METALICOS EN LA DBO





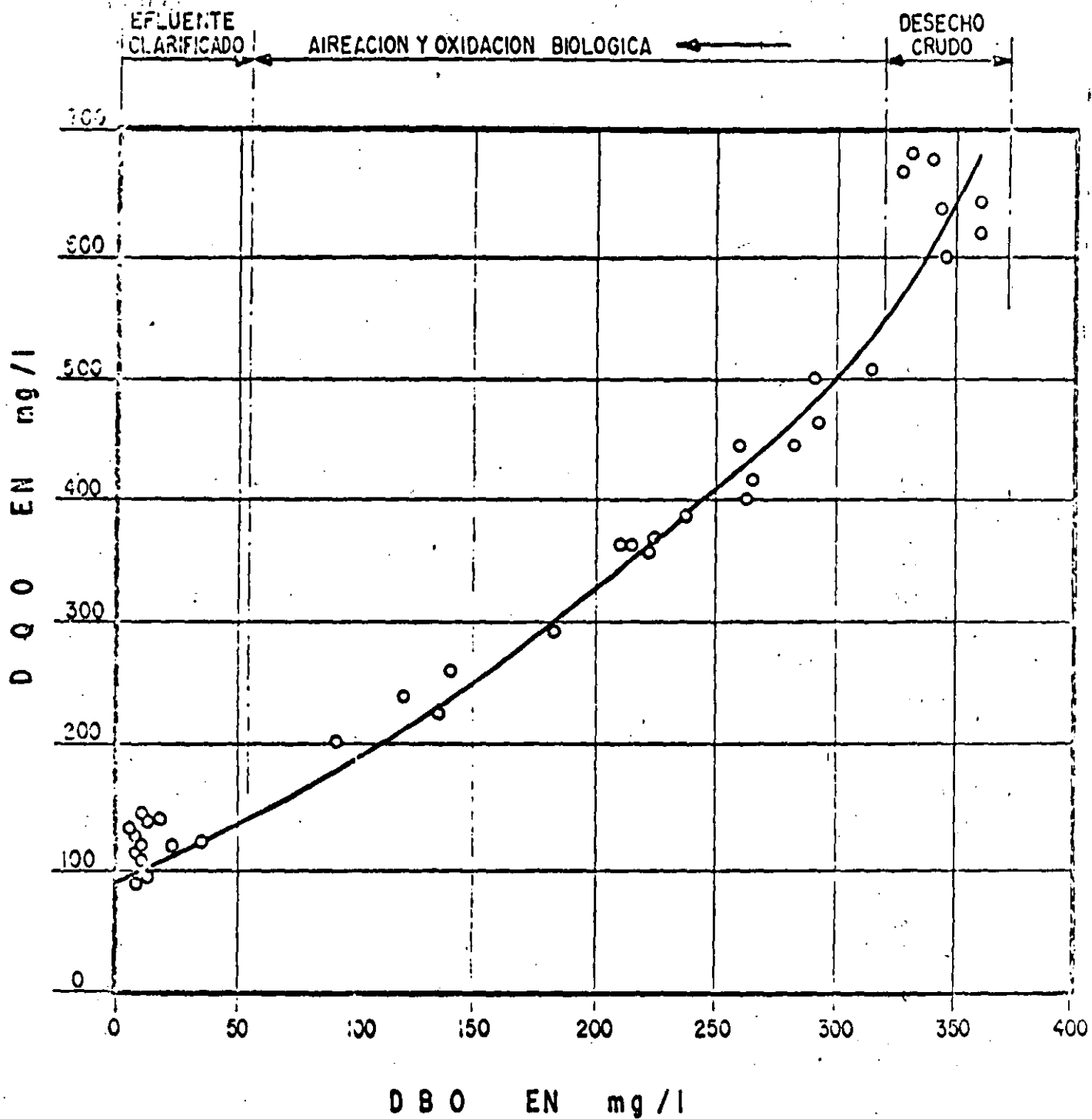
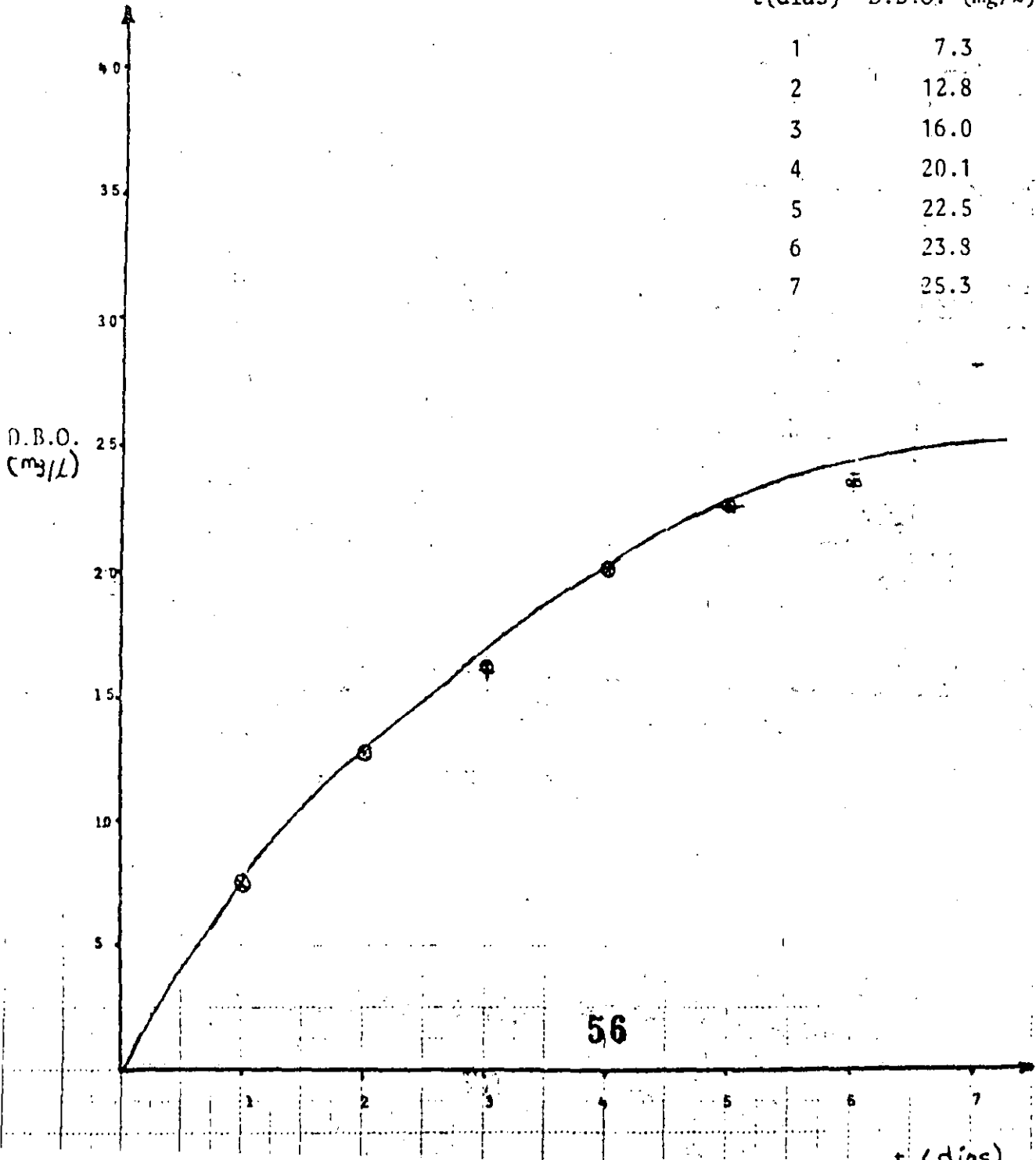


FIGURA 14 .— RELACION DBO : DQO

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



# 1. METODO DE LOS MOMENTOS

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
$\Sigma$ 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:

Para  $\frac{\Sigma y}{\Sigma ty} = 0.2152$ , 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

Obtención de  $k_1$

$$k_1 = \frac{\log \frac{Lo \cdot k_1}{r}}{t} \quad ; \quad Lo \cdot k_1 = 8.3 \quad (\text{Ver gráfica en la siguiente hoja}).$$

r, se obtuvo de 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  $Lo$

$$2.3 \cdot Lo \cdot k_1 = 8.3$$

$$Lo = \frac{8.3}{2.3 (0.115)} = \frac{8.3}{0.264} = 31.4 \text{ mg/l}$$

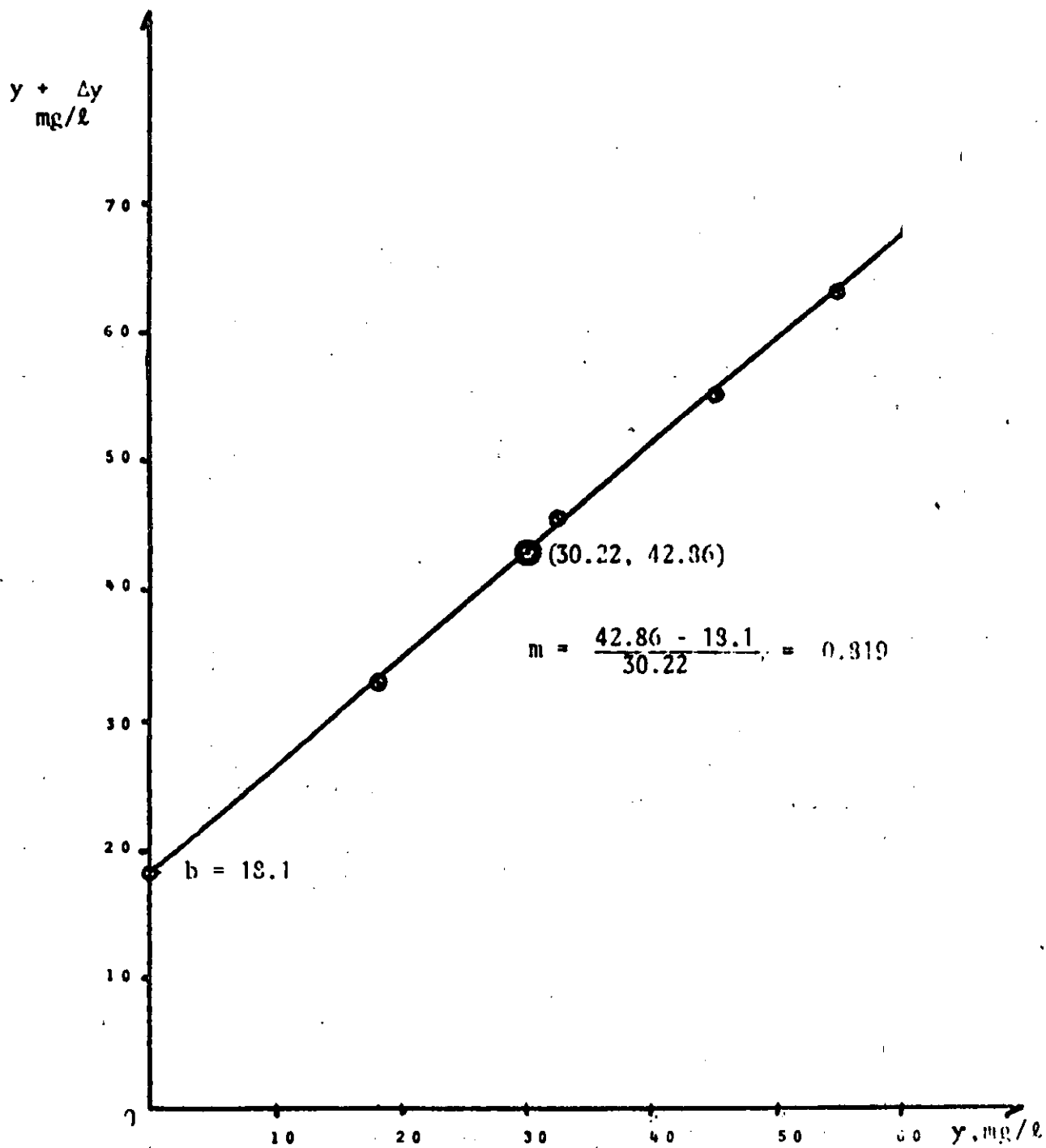


FIG. 1. CALCULO DE LOS VALORES DE  $K$  Y  $L$ , A  $t = 1$

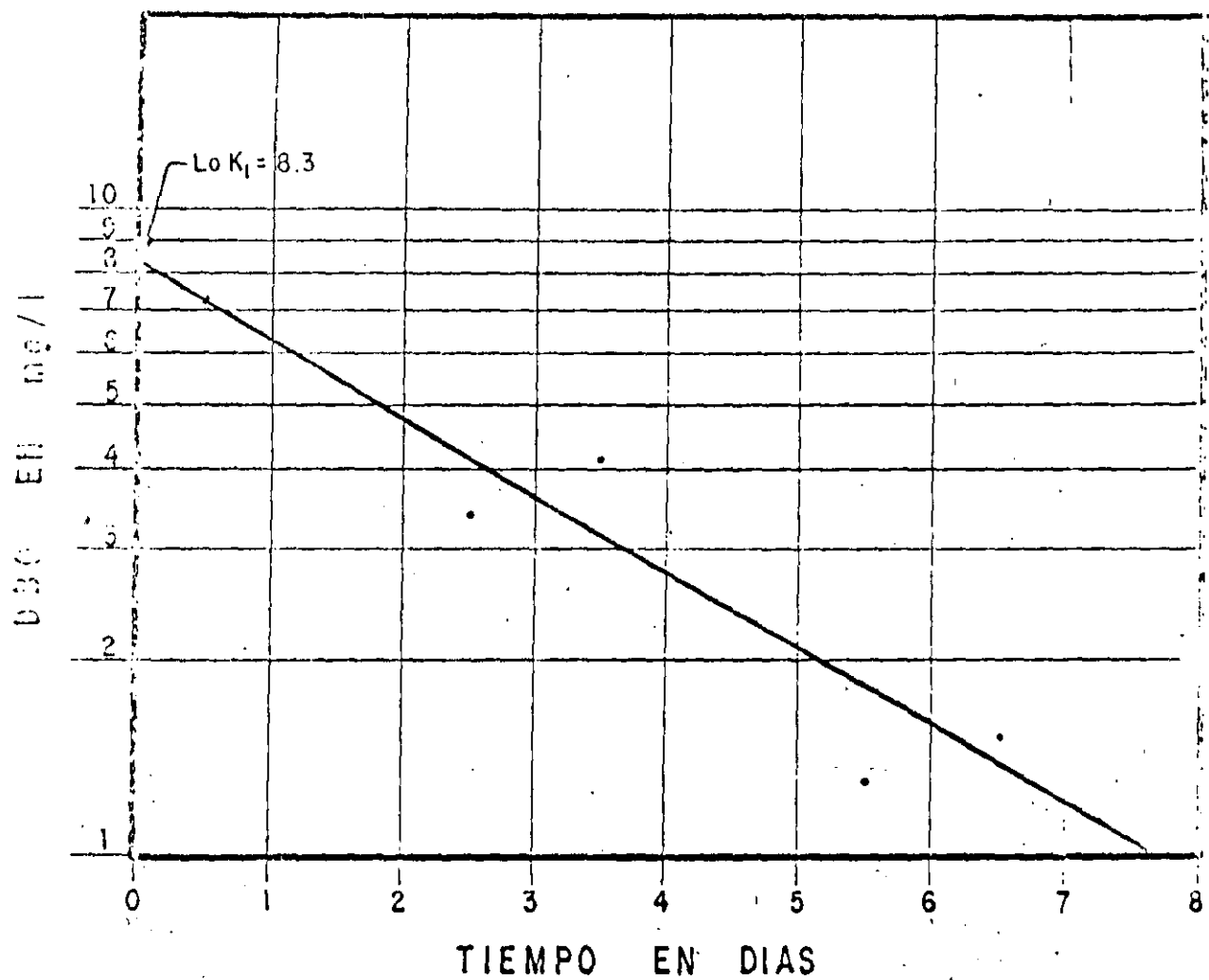


FIGURA .— DETERMINACION DE  $K_1$  Y  $L_0$   
(METODO DE LAS DIFERENCIAS LOGARITMICAS)

### 3. METODO GRAFICO

t	y	t/y	(t/y) <sup>1/3</sup>
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  $Lo$ :

$$Lo = \frac{1}{2.3 k_1 a^3} = \frac{1}{(2.3) (0.118) (0.496)^3}$$

$$Lo = \frac{1}{0.0331} = 30.2 \text{ mg/l}$$

$$Lo = 30.2 \text{ mg/l}$$



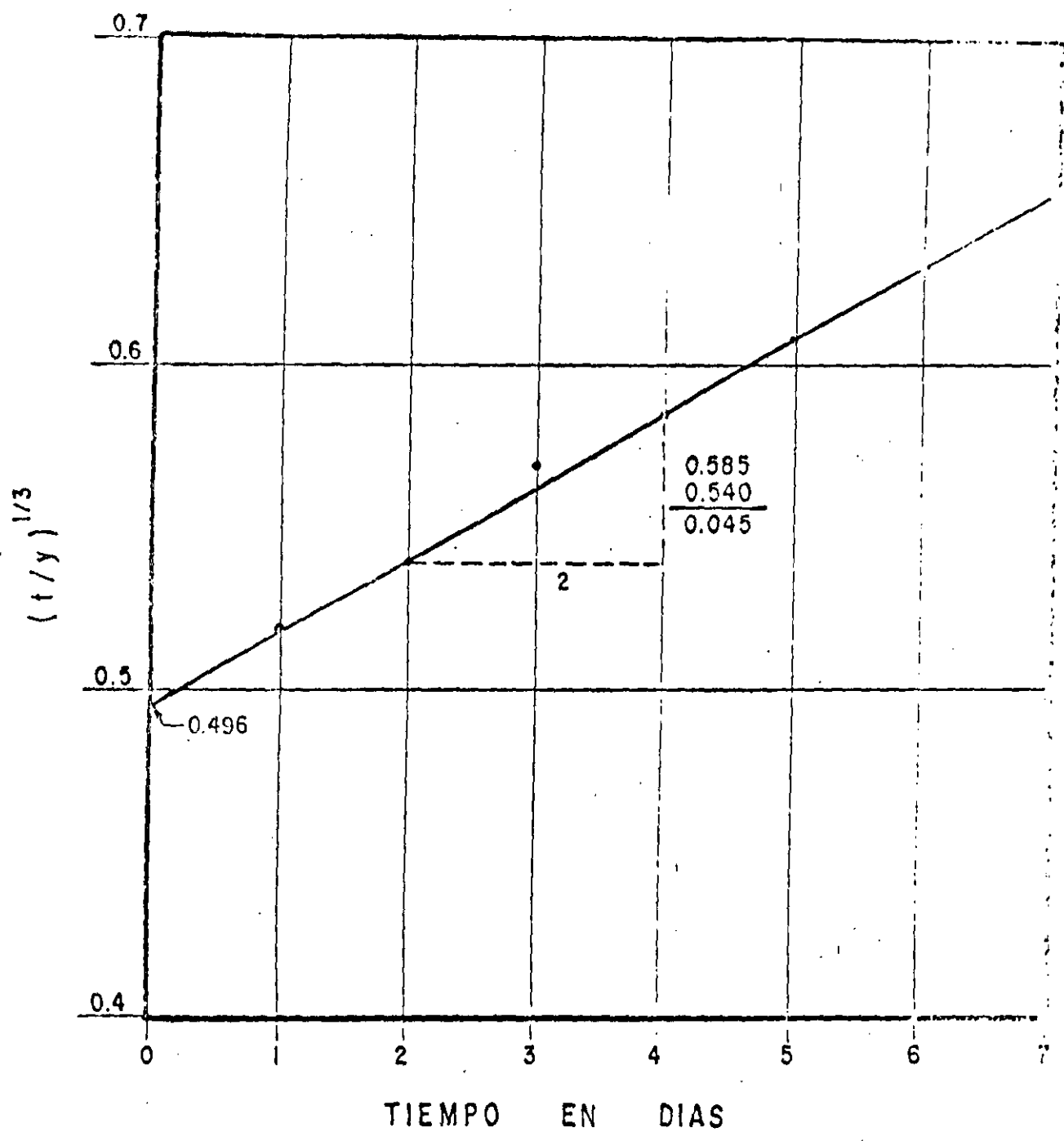
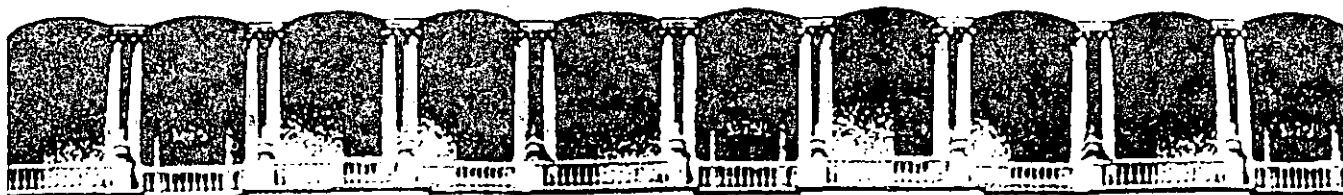


FIGURA — DETERMINACION DE K, Y L<sub>0</sub>  
(METODO GRAFICO)



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

**CURSOS ABIERTOS**

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

**30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992**

**MEDICION DE CAUDALES**

**Y**

**MUESTREO**

**DR. PEDRO MARTINEZ PEREDA.**

**PALACIO DE MINERIA**

## 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

$$Q = \frac{1200 AX}{\sqrt{Y}}$$

$$Y = c + b$$

A = Area transversal húmeda, pies<sup>2</sup>

b = Dist. del fondo del tubo a la sup. del líquido.

X = Dist. entre extremo del tubo y la escala vertical, pies

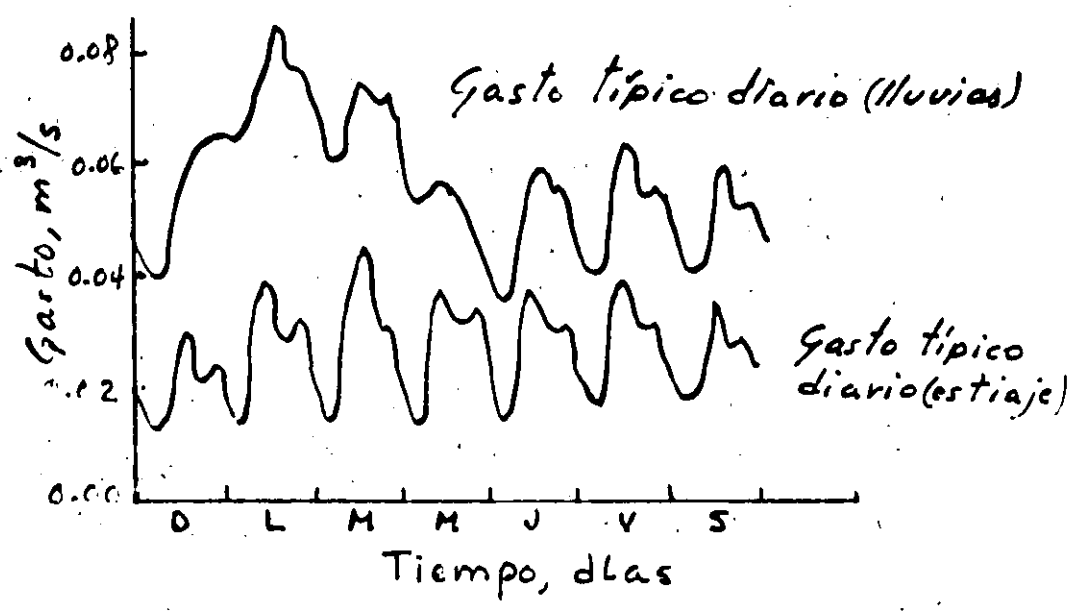
Y = Dist. vertical desde la superficie del agua en el extremo de descarga y la intersección de la superficie del agua con la regla vertical, pies

### b) Método California

$$Q = TW \text{ (gal/min)}$$

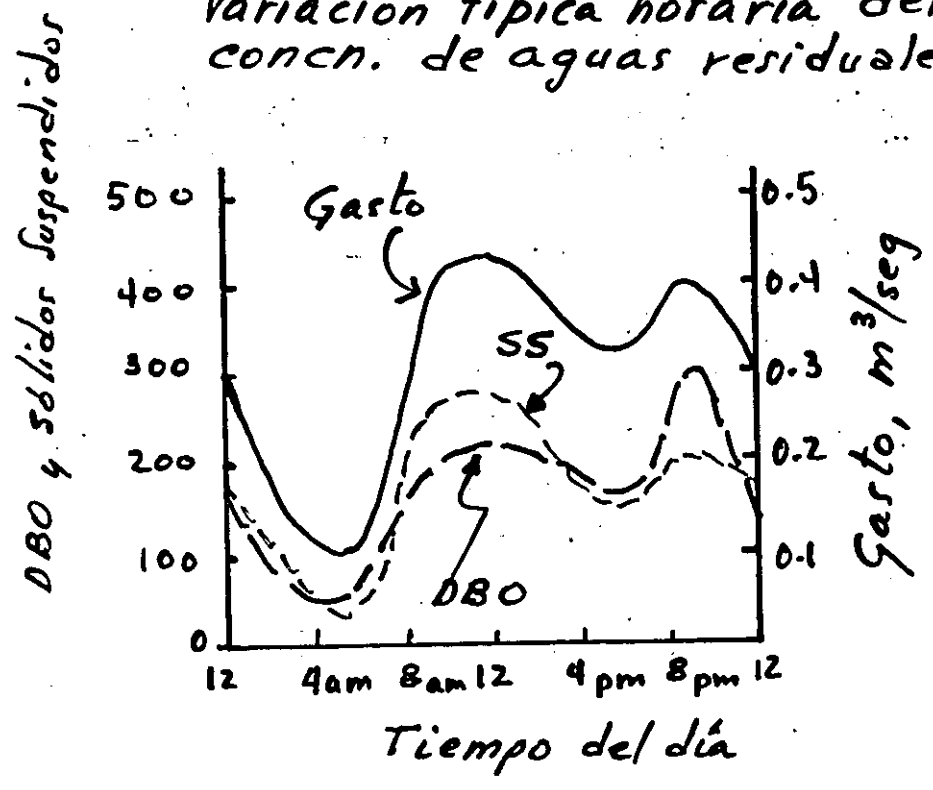
$$T = 3900 \left(1 - \frac{a}{d}\right) 1.88$$

$$W = d^{2.48} \text{ (d, en pies)}$$

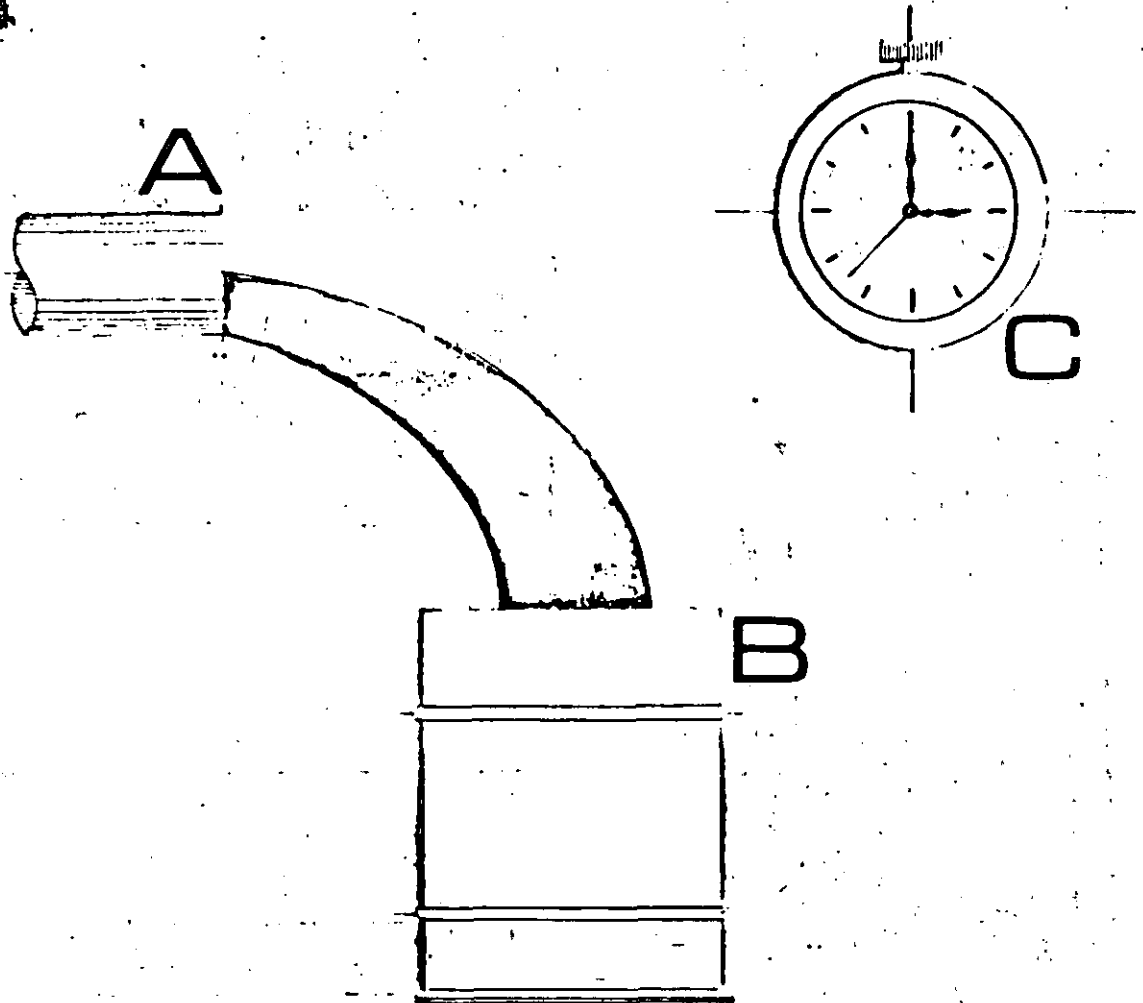


Variaciones típicas diarias y semanales en el caudal de aguas residuales domésticas

Variación típica horaria del gasto y la concn. de aguas residuales domésticas



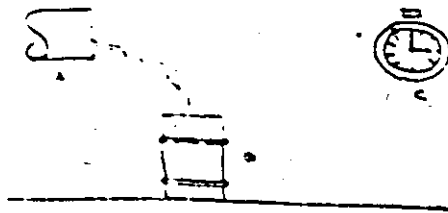
GRAFICA N° 1



A - DESCARGA DE AGUAS  
RESIDUALES

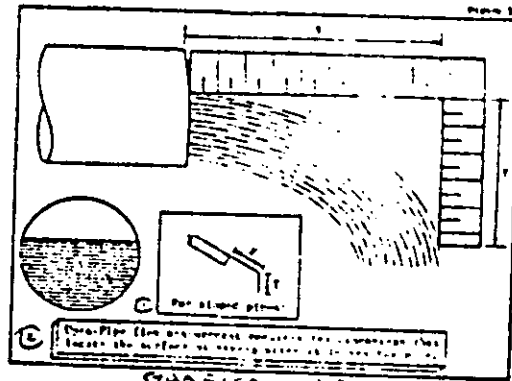
B - RECIPIENTE AFORADO

C - CRONOMETRO

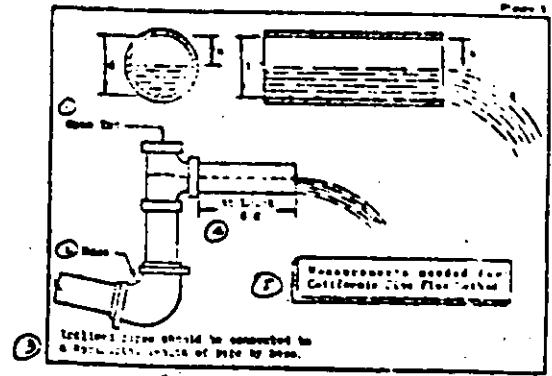


- A- DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES
- B- EFICIENTE SPANNO
- C- CROMOMETER

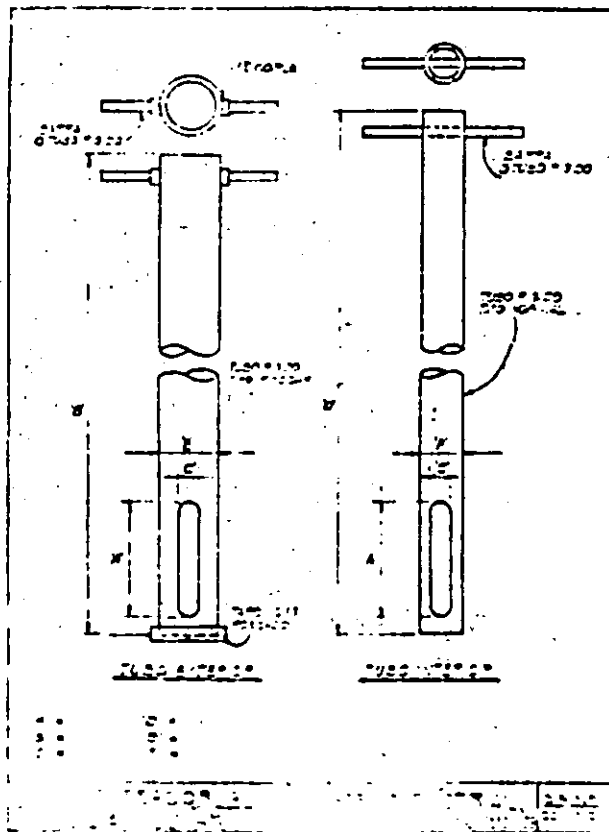
GRAFICA N°1



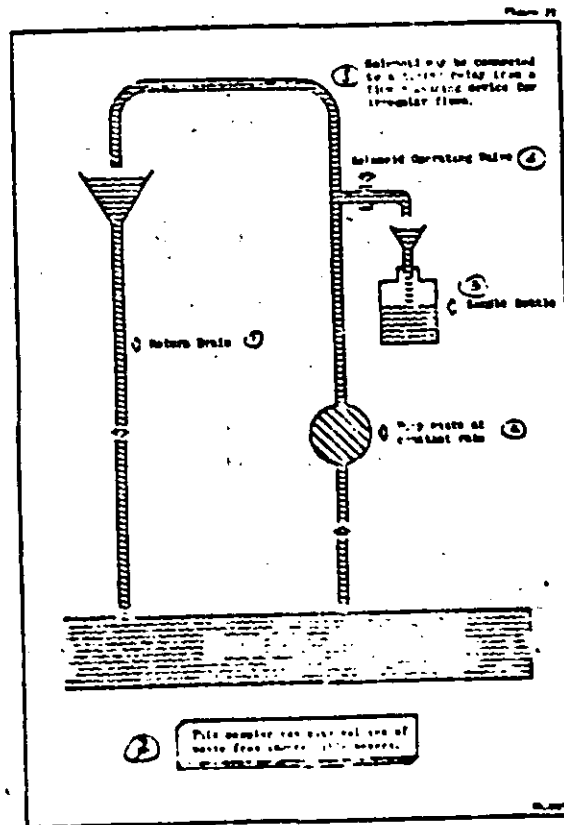
GRAFICA N°2



GRAFICA N°3



GRAFICA N°4



GRAFICA N°5

COLORANTES O RASTREADORES (Rodamina, Fluoresceína)

FLOTADORES (corcho, plástico)

VERTEDEROS

RECTANGULARES (Fórmula de Francis)

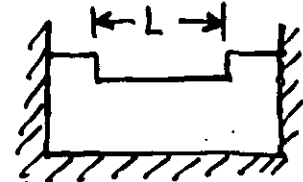
$$Q = 1.84 (L - 0.1nh) h^{3/2}$$

$Q =$  Gasto (l/seg)

$L =$  Longitud de la cresta, m

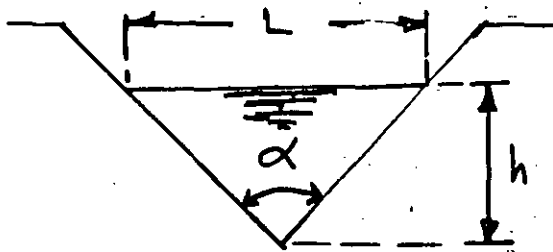
$n =$  No. de contracciones laterales (0, 1 ó 2)

$h =$  Carga sobre el vertedor, m



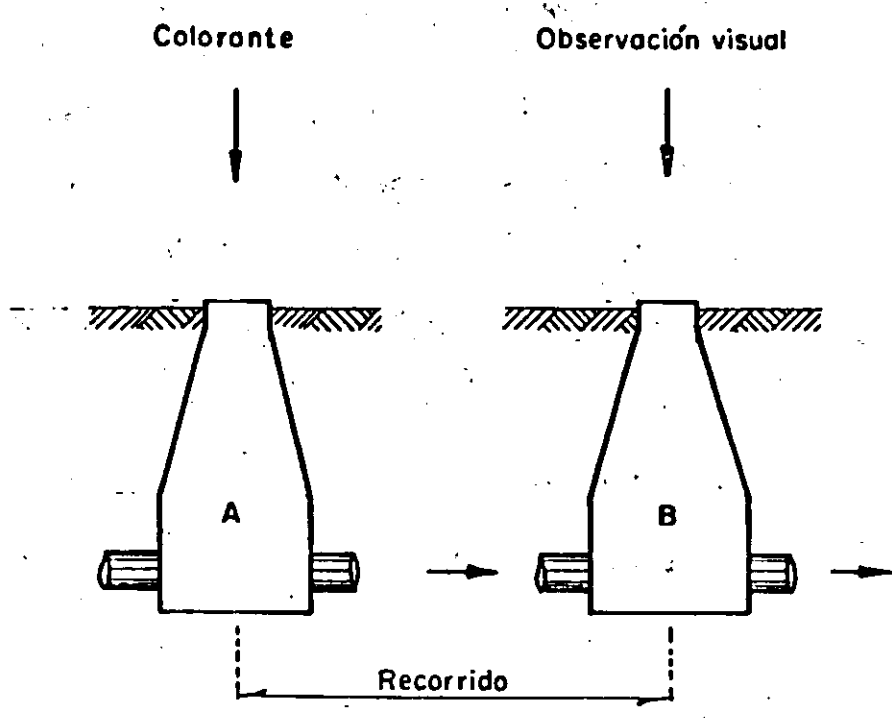
TRIANGULARES

La escotadura  $\alpha = 90^\circ$  generalmente



$$Q = 1.40 h^{5/2}$$

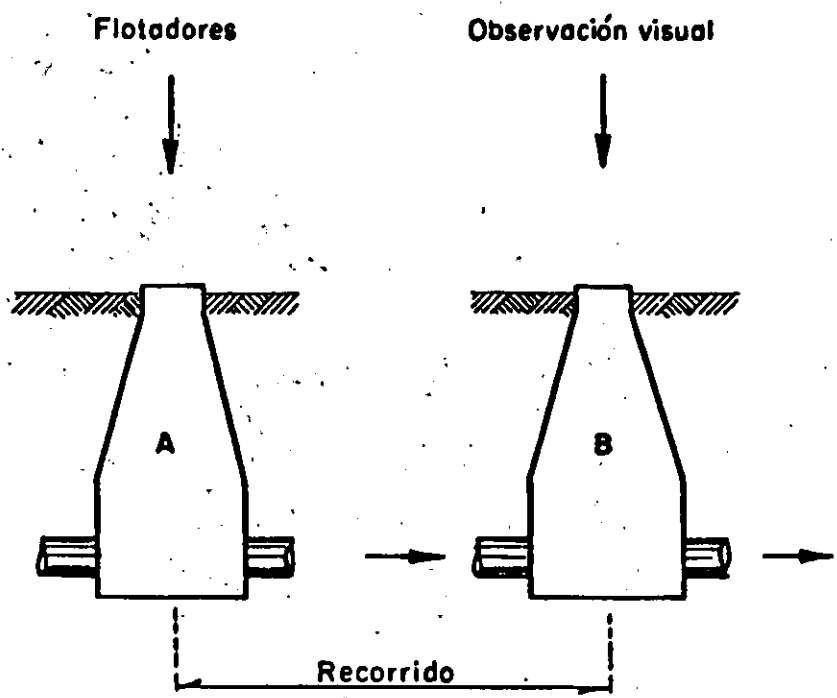
$$Q = m^3/\text{seg}$$



- A - Pozo de visita Nº 1
- B - Pozo de visita Nº 2

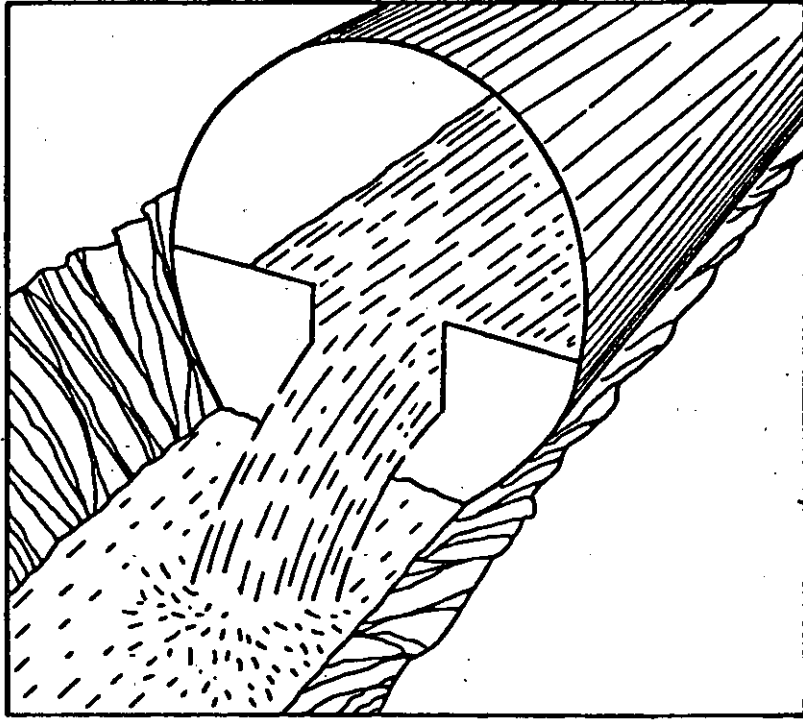
Gráfica No. 4





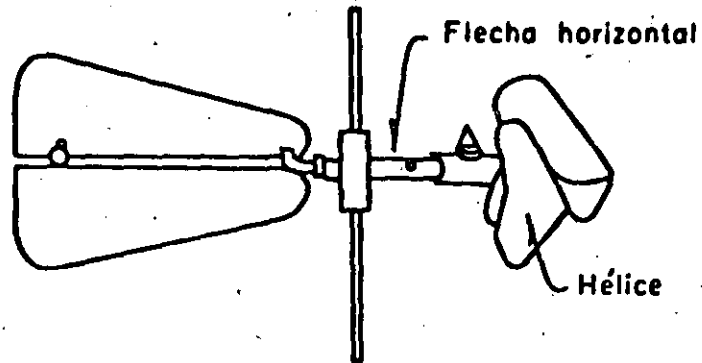
- A - Pozo de visita Nº 1
- B - Pozo de visita Nº 2

Gráfica No. 5

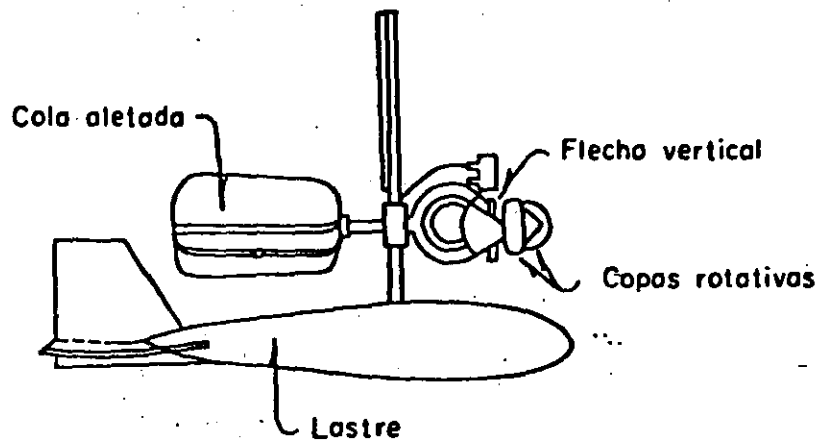


Los vertedores pueden instalarse en bocas de descarga de tuberías, en pozos de visitas o en canales abiertos para medir caudales de efluentes.

Gráfica No. 8



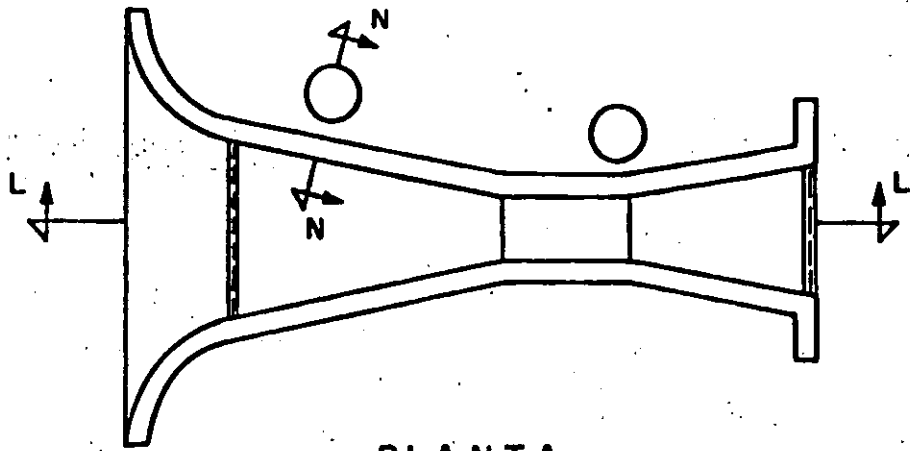
MEDIDOR DE CORRIENTE DE HELICE



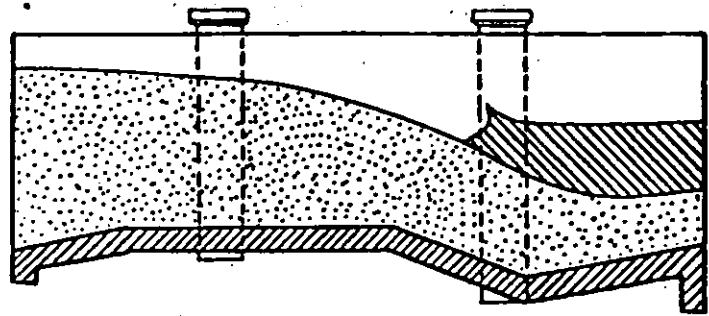
MEDIDOR DE CORRIENTE TIPO PRICE

MEDIDORES DE VELOCIDAD (Molinetes)

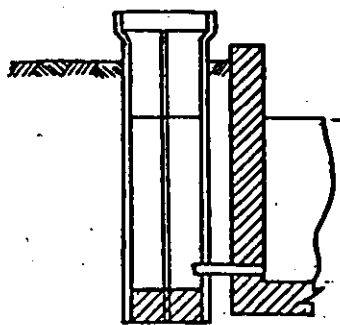
Gráfica No. 6



PLANTA



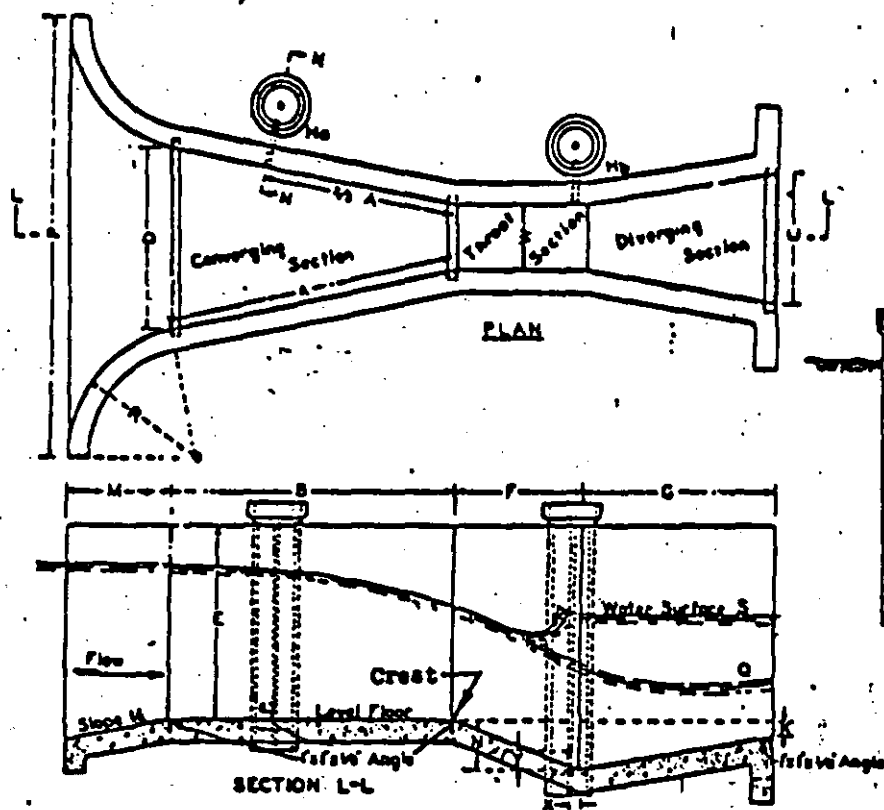
SECCION L-L



Pozo para medición de nivel

SECCION N-N

CANAL MEDIDOR PARSHALL

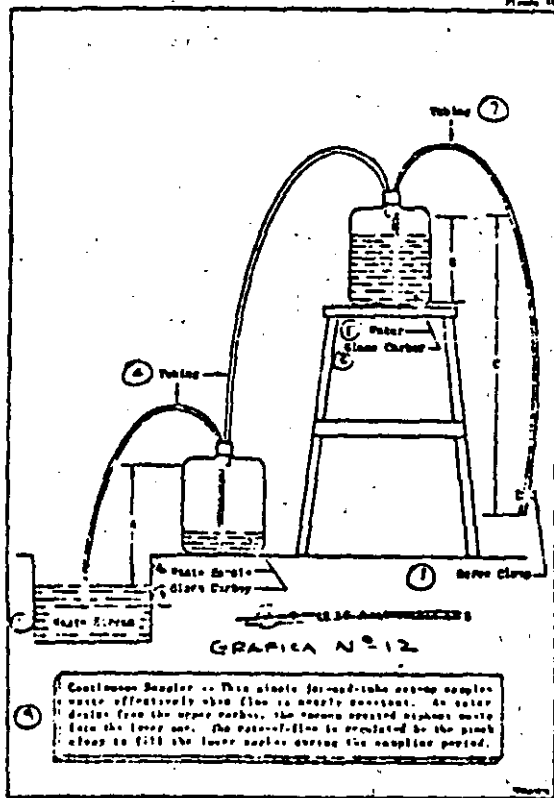


**LEGEND**

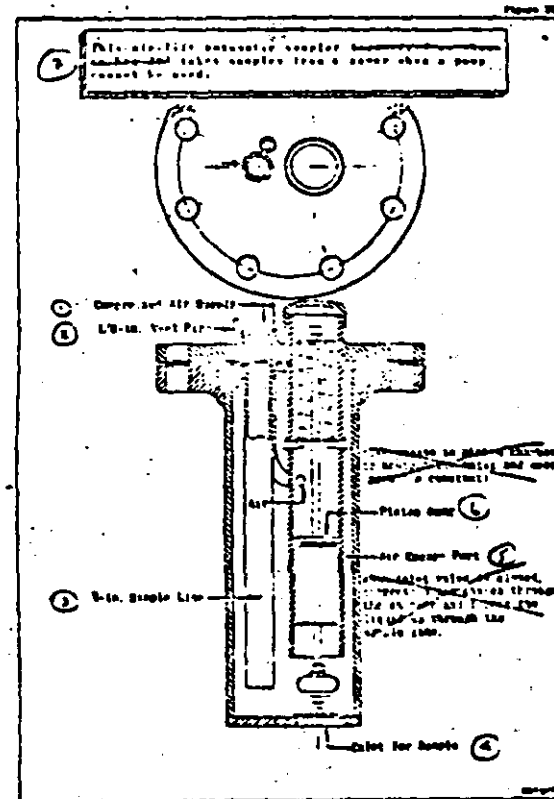
- W . Size of flume, in inches or feet.
- A Length of side wall of converging section.
- 2/3 A Distance back from end of crest to gage point.
- B Axial length of converging section.
- C Width of downstream end of flume.
- D Width of upstream end of flume.
- E Depth of flume.
- P Length of throat.
- G 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 Hb gage point from low point in throat.
- Y Vertical distance to Hb gage point from low point in throat.

Dimensions and capacities of the Parshall measuring flume, for various throat widths, W

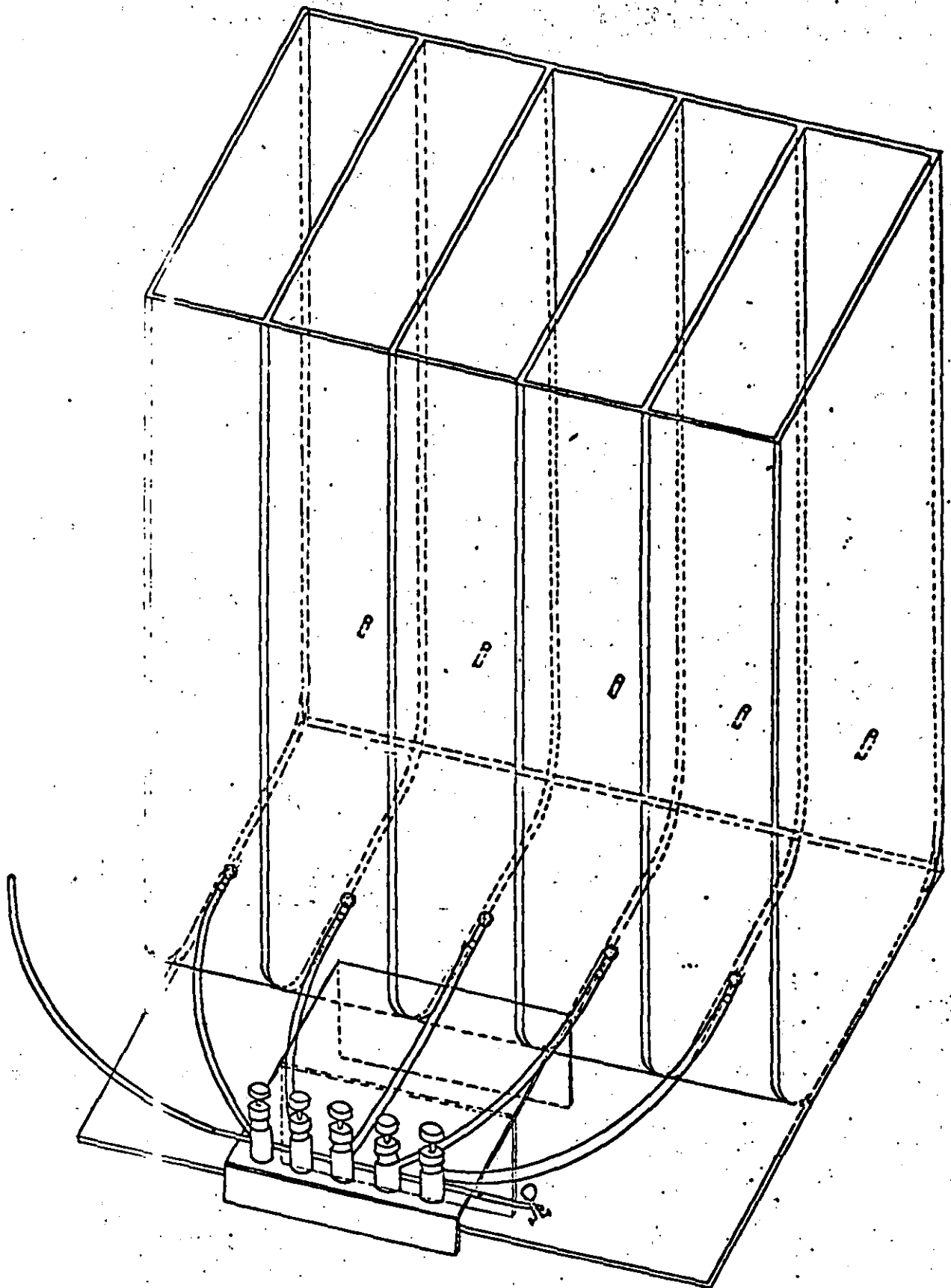
W	A	2/3 A	B	C	D	K	P	G	K	N	R	M	P	X	Y	Flow capacity	
																Minimum	Maximum
0 2	1 0	0 75	1 8	0 7	0 10 1/2	2 0	0 8	1 0	1	3 1/4	1 4	1 0	2 1/2	2	2 1/2	2.05	1.9
0 4	2 0	1 5	3 6	1 3 1/2	1 2 1/4	2 0	1 6	2 0	2	4 3/4	1 4	1 0	3 1/2	2	3	.05	2.0
0 6	3 0	2 2 1/2	5 4	2 0	2 0 1/2	2 0	2 4	2 0	3	6 1/2	1 4	1 0	4 1/2	2	3	.08	2.0
1 0	4 8	3 6	8 0	3 0	3 0 1/2	3 0	3 6	3 0	3	9	1 8	1 3	6 1/2	2	3	.11	16.1
1 4	6 6	5 0	10 8	4 0	4 0 1/2	3 0	4 8	3 0	3	12 1/2	1 8	1 3	8 1/2	2	3	.14	24.6
2 0	9 6	7 2	14 4	5 6	5 6 1/2	3 0	7 2	3 0	3	18 1/2	2 4	1 8	11 1/2	2	3	.18	32.1
3 0	14 4	10 8	21 6	8 4	8 4 1/2	3 0	10 8	3 0	3	27 1/2	3 6	2 4	17 1/2	2	3	.22	47.0
4 0	19 2	14 4	28 8	11 2	11 2 1/2	3 0	14 4	3 0	3	36 1/2	4 8	3 0	23 1/2	2	3	.26	62.6
5 0	24 0	18 0	36 0	14 0	14 0 1/2	3 0	18 0	3 0	3	45 1/2	6 0	3 6	30 1/2	2	3	.30	79.0
6 0	28 8	21 6	43 2	16 8	16 8 1/2	3 0	21 6	3 0	3	54 1/2	7 2	4 2	36 1/2	2	3	.34	96.0
7 0	33 6	25 2	50 4	19 6	19 6 1/2	3 0	25 2	3 0	3	63 1/2	8 4	4 8	42 1/2	2	3	.38	113.0
8 0	38 4	28 8	57 6	22 4	22 4 1/2	3 0	28 8	3 0	3	72 1/2	9 6	5 4	48 1/2	2	3	.42	130.0

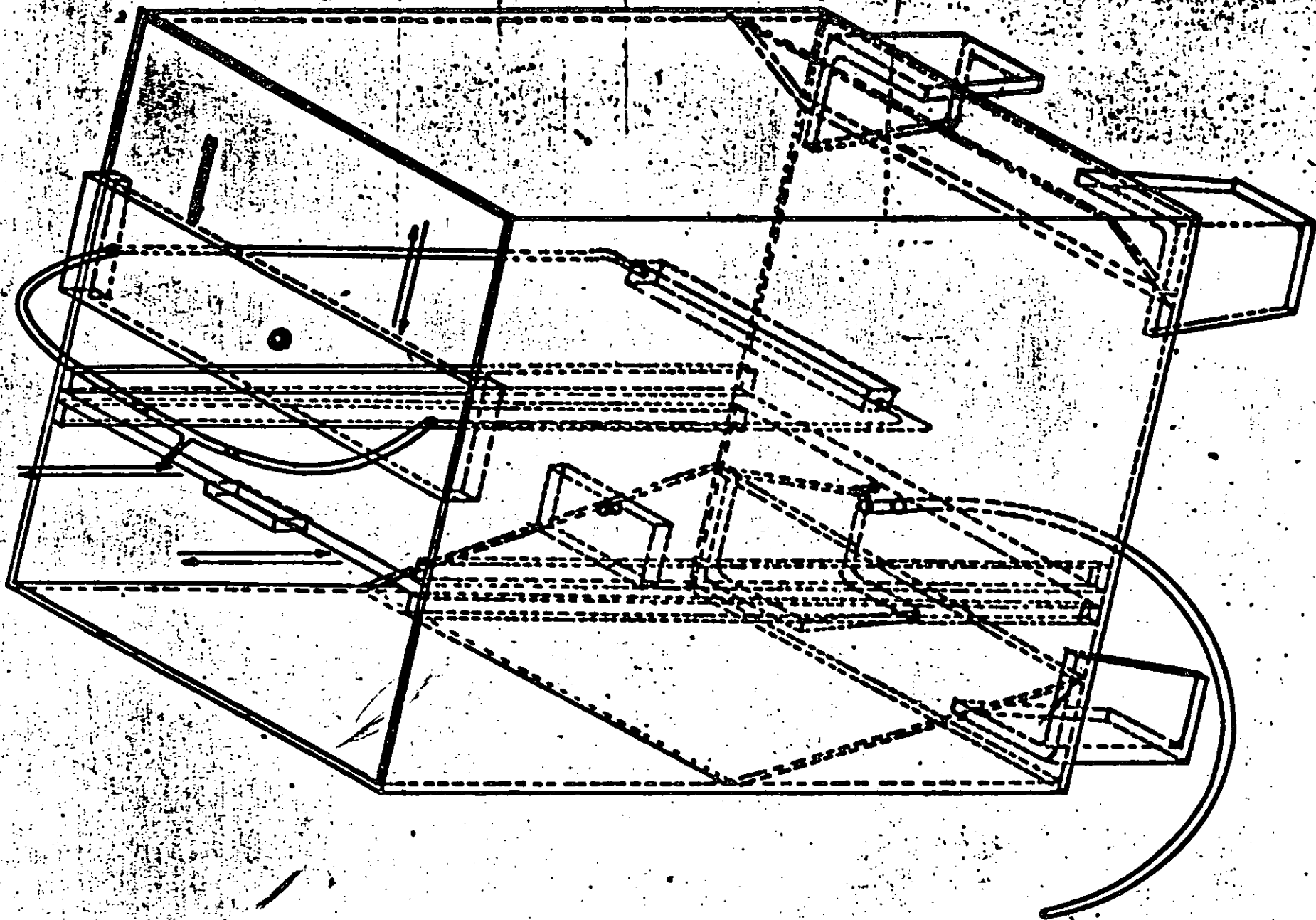


GRAPICA N° 12



GRAPICA N° 13







1. EFFECTO DE LA SEPARACION DE DESCARGAS EN LOS VOLUMENES Y CARGAS A TRATAR

Ejemplo 1 : El estudio de los desechos de una fábrica que produce jabón, detergentes y artículos de tocador mostró los resultados que aparecen a continuación.

PARAMETROS	Estación	DQO (mg/l)	DBO (mg/l)	S.S (mg/l)	Q (l/min)
Jabón líquido	D	1.100	560	195	11.3
Artículos tocador	E	2.680	1.540	810	1.8
Jabón baño	R	29	16	39	1.1
ABS	S	1.440	380	309	4.2
Casa Máquinas	P	66	10	50	20.8
Condensador	C	59	21	24	4.1
Soda Cáustica	B	30.000	10.000	563	1.0
Drenaje de fondo de los tanques	A	150.000	120.000	426	1.0
Cenizas	F			6.750	37.8
Alcantarillado Sanit. Total		2.466	1.696	3.152	83.1

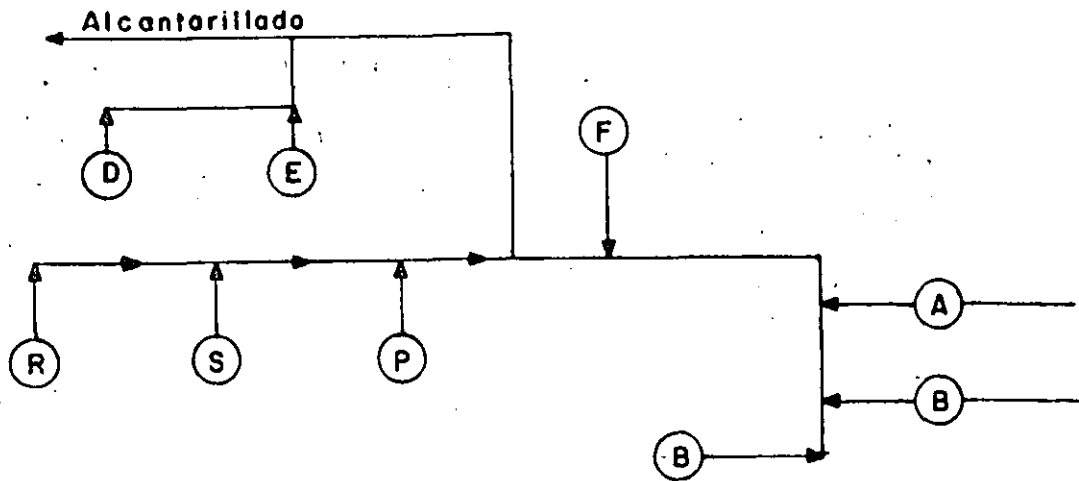


Diagrama de flujo actual de la fábrica.

1. Desarrollar un balance de masa para la planta.
2. Las cenizas F, Soda Cáustica B y Drenaje de tanques A, son descargados intermitente. Qué reorganización podría dar a la planta?

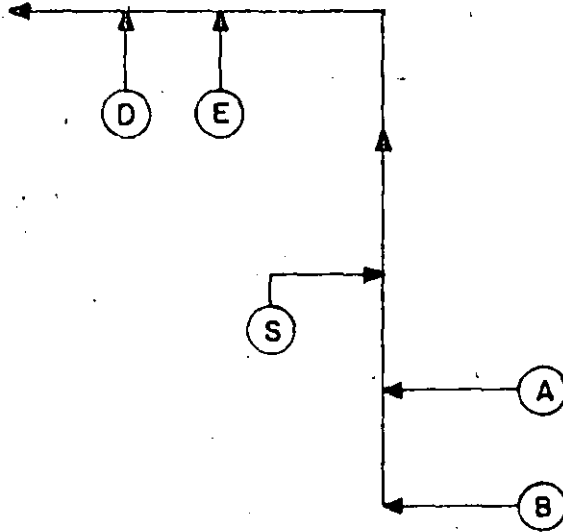
Solución:

a. Balance de Masa

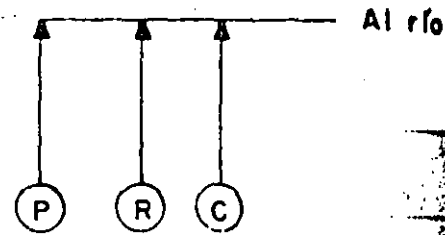
	D	E	R	S	P	F	B	C	A	Alcant.
DQO (Kg/día)	17.9	7.0	0.05	8.7	2.0	-	43.2	0.35	216	295.2
DBO (Kg/día)	9.11	4.0	0.025	2.30	0.30	-	14.4	0.12	172.8	203.0
S.S. (Kg/día)	3.17	2.1	0.06	1.9	1.50	367	0.8	0.14	0.61	377.3
Flujo ( l/min)	11.3	1.8	1.1	4.2	20.8	37.8	1.0	4.1	1.0	83.1

b) Diagrama de flujo según nueva reorganización

A planta de tratamiento



F → A laguna o



c. Balace de Masa para la planta Reorganizada

	D	E	S	A	B	TOTAL
DQO ( Kg/día )	17.9	7.0	8.7	216	43.2	292.8
DBO ( Kg/día )	9.11	4.0	2.3	172.8	14.4	202.6
S.S. ( Kg/día )	3.17	2.1	1.9	0.61	0.8	8.58
Q ( l/ min )	11.3	1.8	1.1	4.2	1.0	19.4

d. Cantidad a tratar

A laguna o

Al río

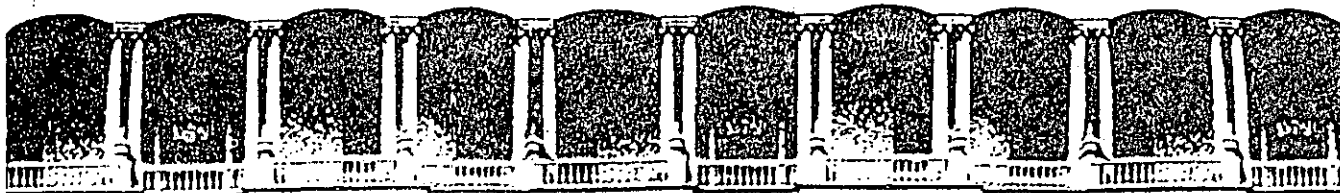
PARAMETRO	Antes		Después	
	Kg/día	mg/l	Kg/día	mg/l
DQO	295.2	470	292.8	1.958
DBO	203.0	240	202.6	1.053
S.S.	377.3	120	8.58	291

Caudal ( Q )

83.1 l/min

19.4 l/min

TOTAL
292.8
202.6
8.58
19.4



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

**CURSOS ABIERTOS**

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

30 de marzo al 4 de abril de 1992

**REUSO DEL AGUA EN LA AGRICULTURA**

**M. EN I. ANA ELISA SILVA M.**

**PALACIO DE MINERÍA**

## 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<sup>3</sup>/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.

TABLA 1 TOLERANCIA A LA SALINIDAD DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS

CULTIVOS TOLERANTES	Cebada ( <i>Hordeum vulgare</i> ) Algodón ( <i>Gossypium hirsutum</i> ) Jojoba ( <i>Pimmondsia chinensis</i> ) Remolacha azucarera ( <i>Beta vulgaris</i> )
CULTIVOS MODERADAMENTE TOLERANTES	Avena ( <i>Avena sativa</i> ) Cártamo ( <i>Carthamus tinctorius</i> ) Sorgo ( <i>Perghum bicolor</i> ) Soya ( <i>Glycine max</i> ) Trigo ( <i>Triticum aestivum</i> ) Cebada forrajera ( <i>Hordeum vulgare</i> ) Pastos como ryegrass ( <i>Lolium perene</i> ) o sudan ( <i>Perghum sudanense</i> ) Calabacita ( <i>Cucurbita pepa</i> )
CULTIVOS MODERADAMENTE SENSIBLES	Maíz ( <i>Zea mays</i> ) Arroz ( <i>Oryza sativa</i> ) Girasol ( <i>Helianthus annuus</i> ) Alfalfa ( <i>Medicago sativa</i> ) Papa ( <i>Solanum tuberosum</i> ) Jitomate ( <i>Lycopersicum esculentum</i> )
CULTIVOS SENSIBLES	Frijol ( <i>Phaseolus vulgaris</i> ) Zanahoria ( <i>Daucus carota</i> ) Cebolla ( <i>Allium cepa</i> ) Manzano ( <i>Malus sylvestris</i> ) Durazno ( <i>Prunus persica</i> )

Fuente: Maas, 1982



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).

## 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:

$$\text{RAS} = \frac{[\text{Na}]}{\frac{[\text{Ca}] + [\text{Mg}]}{2}}$$

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 la

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

<p>C1 : AGUA CON BAJA SALINIDAD (CE = 0 - 250 <math>\mu</math>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.</p>
<p>C2 : AGUA CON MEDIANA SALINIDAD (CE = 250 - 750 <math>\mu</math>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.</p>
<p>C3 : AGUA CON ALTA SALINIDAD (CE = 750 - 2250 <math>\mu</math>mhos/cm)          No puede usarse 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.</p>
<p>C4 : AGUA CON MUY ALTA SALINIDAD (CE = &gt; 2250 <math>\mu</math>mhos/cm)          No se recomienda para el riego agrícola bajo circunstancias ordinarias. Los suelos deben ser permeables, el drenaje adecuado, la aplicación del agua en exceso para tener un lavado del suelo y se seleccionarán cultivos con alta tolerancia a la salinidad.</p>

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

<p>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.</p>
<p>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 suelo orgánicos con buena permeabilidad.</p>
<p>S3 : AGUA CON ALTA CONCENTRACION DE SODIO (RAS 18 - 26) Puede introducir daños por el intercambio de sodio en la mayoría de los suelo y requerirá un manejo especial del suelo, buen drenaje, altos escurrimientos y adición de materia orgánica. Suelos con yeso puede evitar este problema. Con tratamiento químico puede reemplazarse el sodio intercambiable si las aguas no presentan un alto contenido de salinidad.</p>
<p>S4 : AGUA CON MUY ALTA CONCENTRACION DE SODIO (RAS &gt; 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.</p>

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 *Palmonella* 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 histolitica* 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.



## ANEXOS

### EFFECTOS EN LA SALUD ASOCIADOS CON BACTERIAS, DERIVADOS DEL USO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES CON FINES DE RIESGO

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 sistemática con una tasa de morbilidad de 7.9 casos por 100,000 hab y una alta mortalidad (1254 casos en 1960)

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 colón, 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 Resechos 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". McGraw 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, B.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.

RANALHO, 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

*SAR- Informe de Estado de los Recursos de Agua en el Valle de Mexico 1987 - Informacion Base para el Plan Nacional Hidraulico*

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 Tamaulipas", S.A.R.H. Mexico.

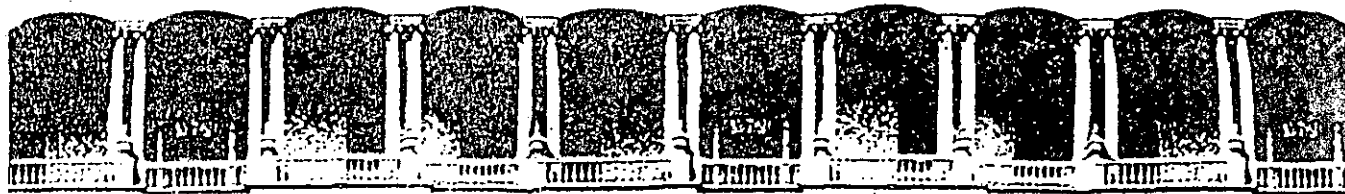
S.P.P. DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA (1972) "IX Censo General de Poblacion y Vivienda", S.P.P. Mexico.

S.P.P. DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA (1962) "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.

THORNTHWAITE (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.



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

**CURSOS ABIERTOS**

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

**LAGUNAS DE ESTABILIZACION  
ANEXO**

**DR. JORGE AGUIRRE MARTINEZ**

**PALACIO DE MINERIA**

### 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<sub>u</sub> 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,

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

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

#### 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,

## 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/m<sup>3</sup>/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 18½C:

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

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:

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

$$TR = 5.9 \text{ días}$$

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.



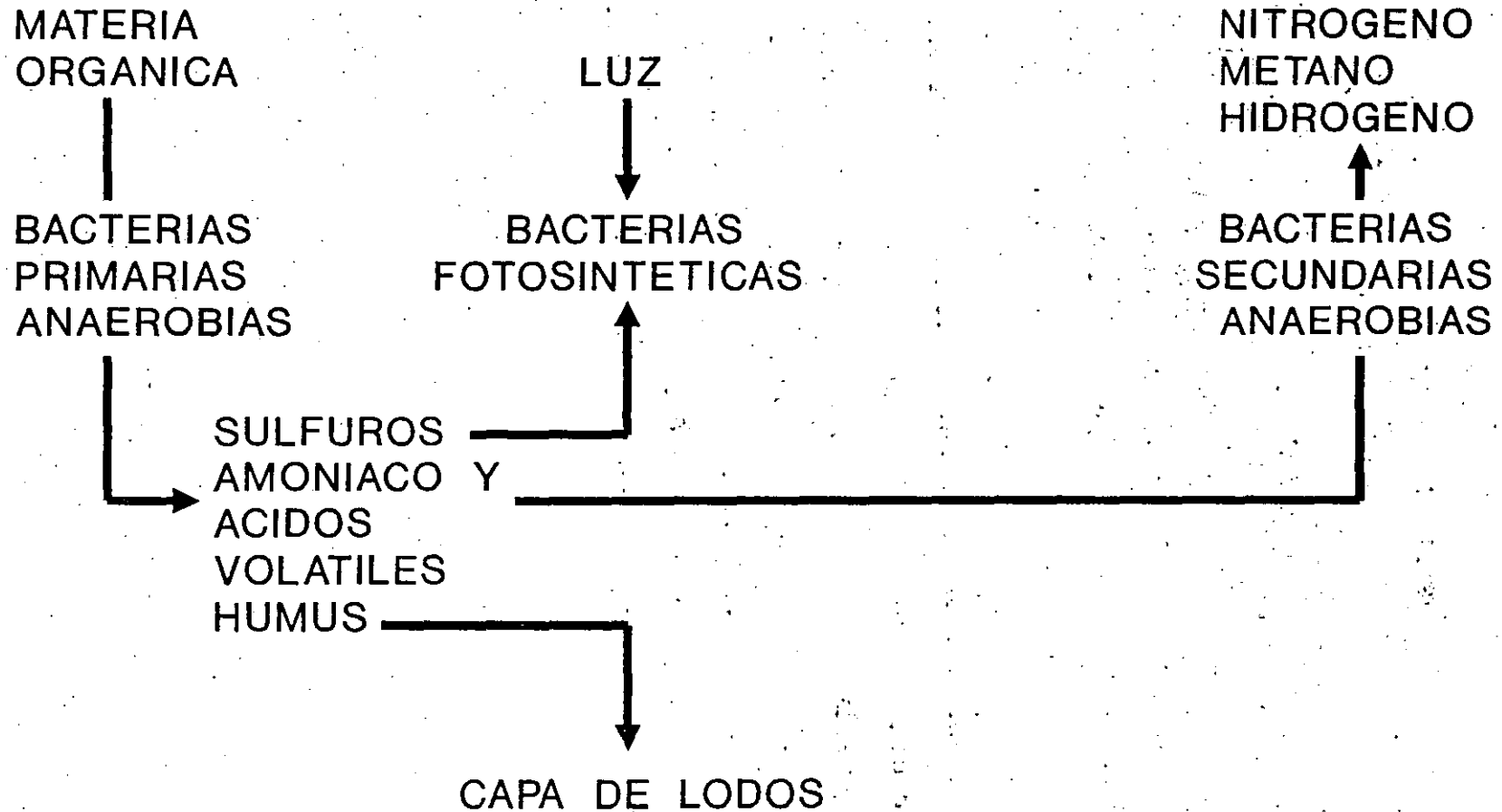
## Lagunas de Estabilización

CUADRO No. 29

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

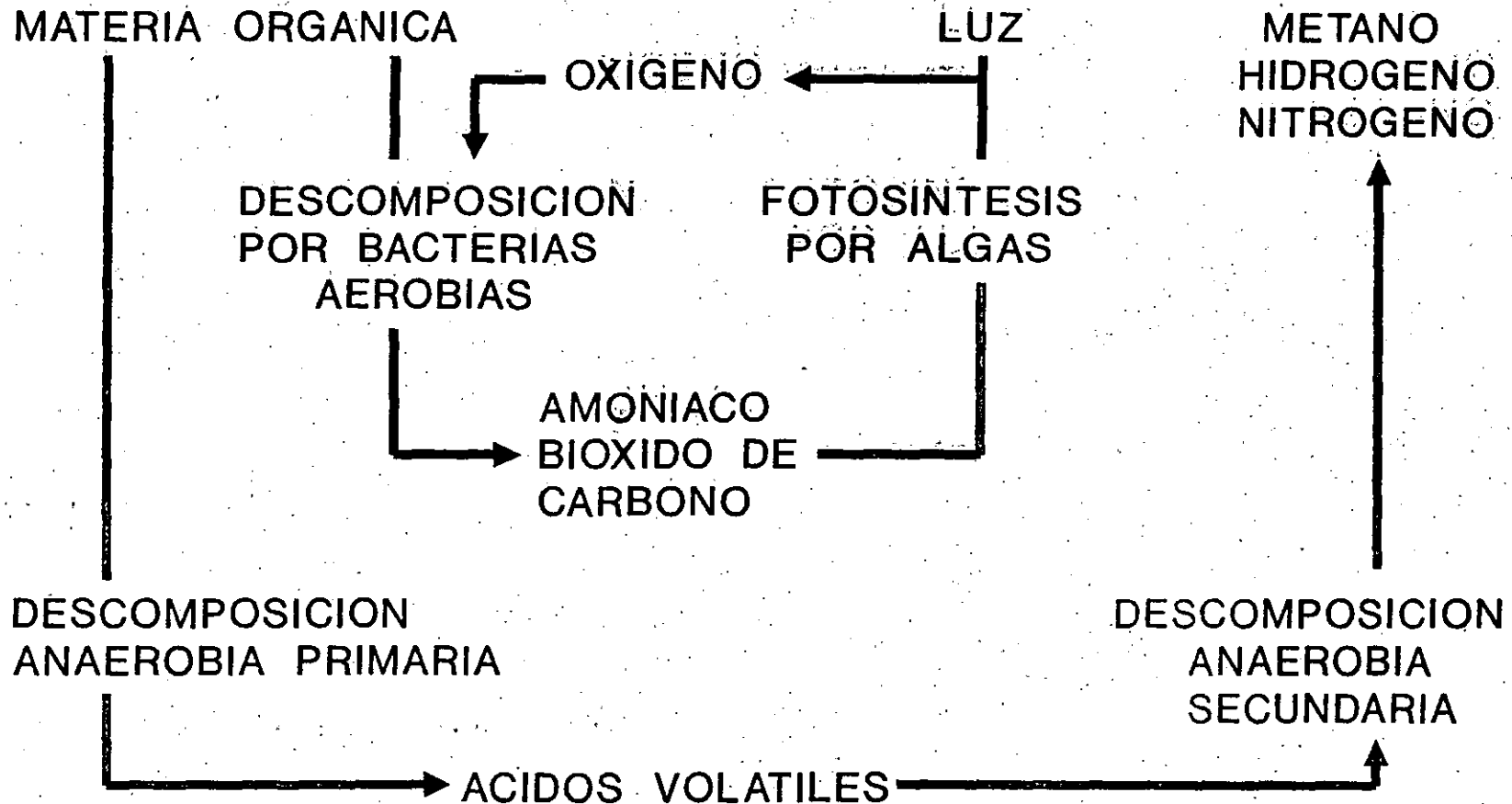
Sistema	Tiempo de Retención (días)	Volumen (m <sup>3</sup> )	Area Superficial (ha)	Carga Superficial (kg/ha/d)	Carga Volumétrica (kg/m <sup>3</sup> /d)
<b>A:</b>					
Facultativa	82	354,240	23.6	55	---
Maduración	15	64,800	5.4	---	---
.....					
Total	97	419,040	29.0	---	---
=====					
<b>B:</b>					
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



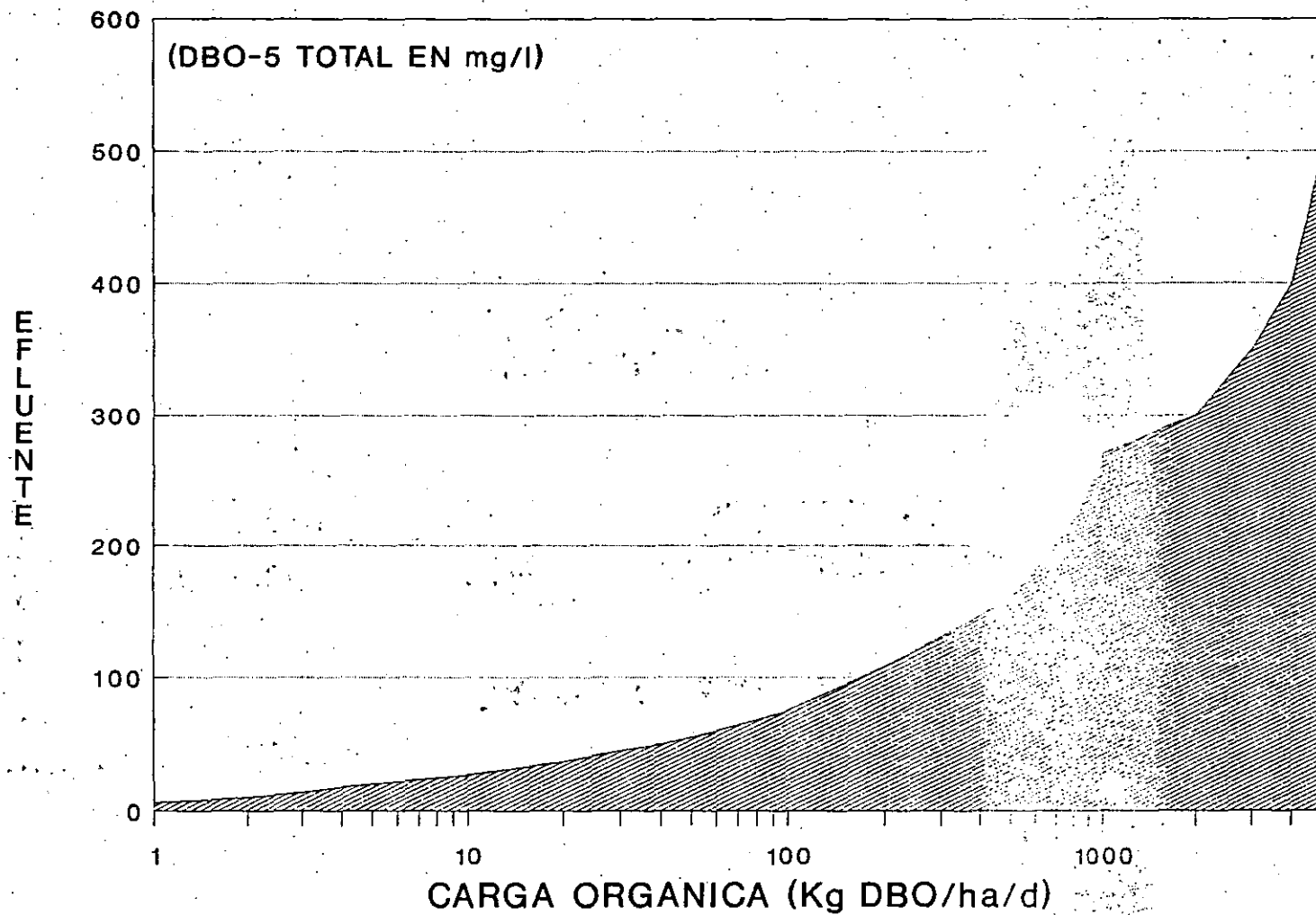
(FUENTE: COOPER ET AL, 1965)

# DIAGRAMA DE LA ECOLOGIA DE UNA LAGUNA FACULTATIVA



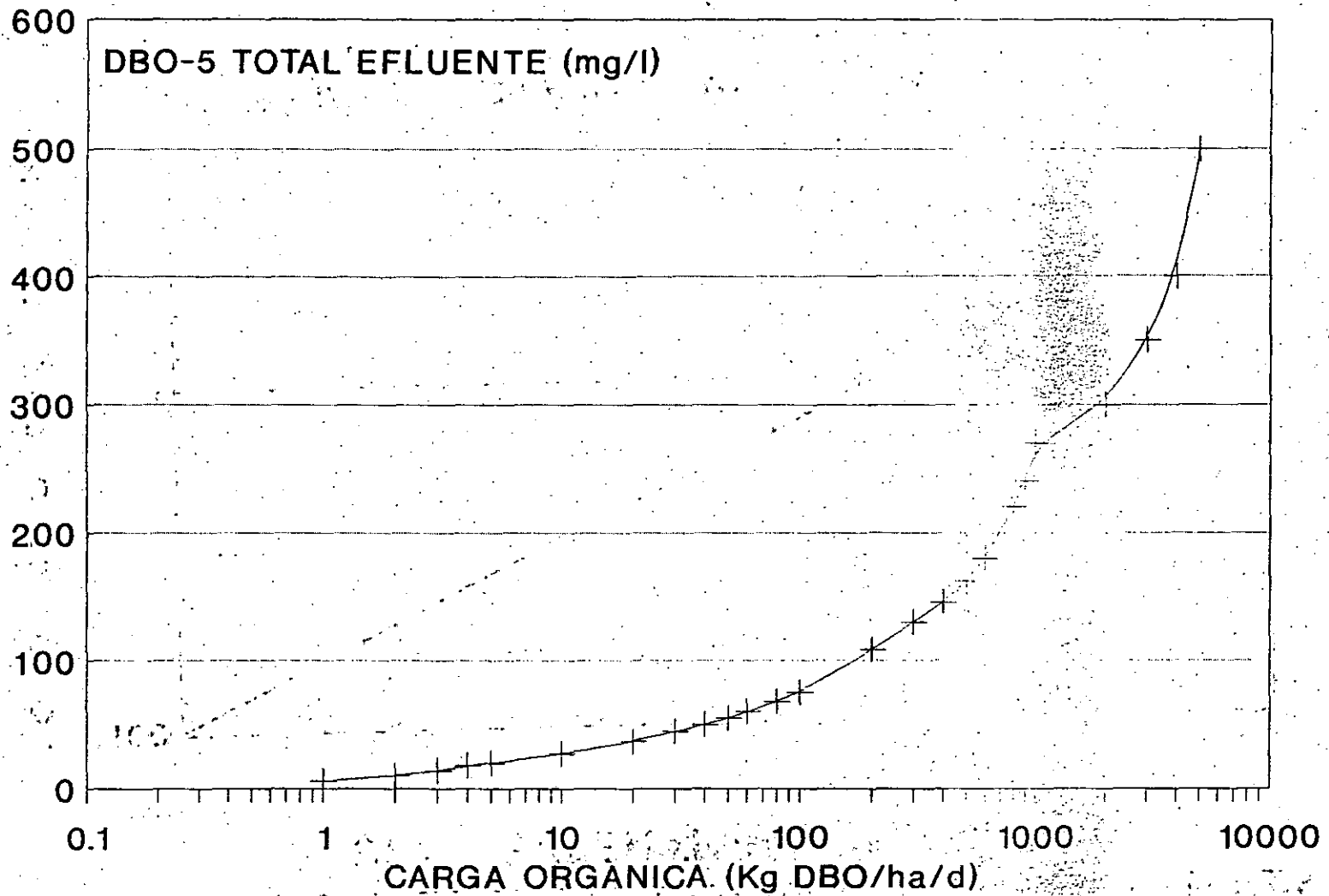
(FUENTE: COOPER ET AL, 1965)

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



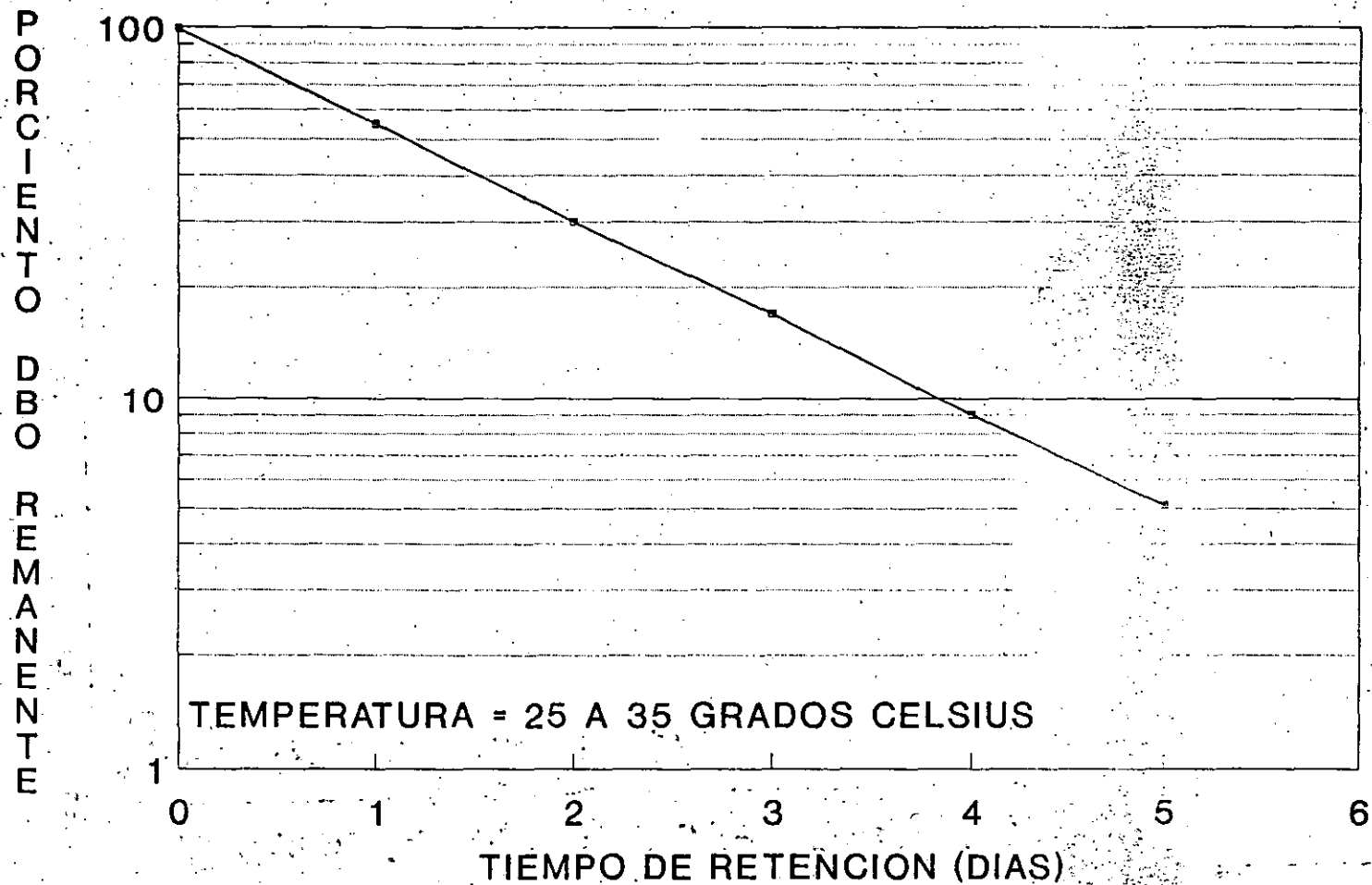
(FUENTE: AGUIRRE, 1971)

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



(FUENTE: AGUIRRE, 1971)

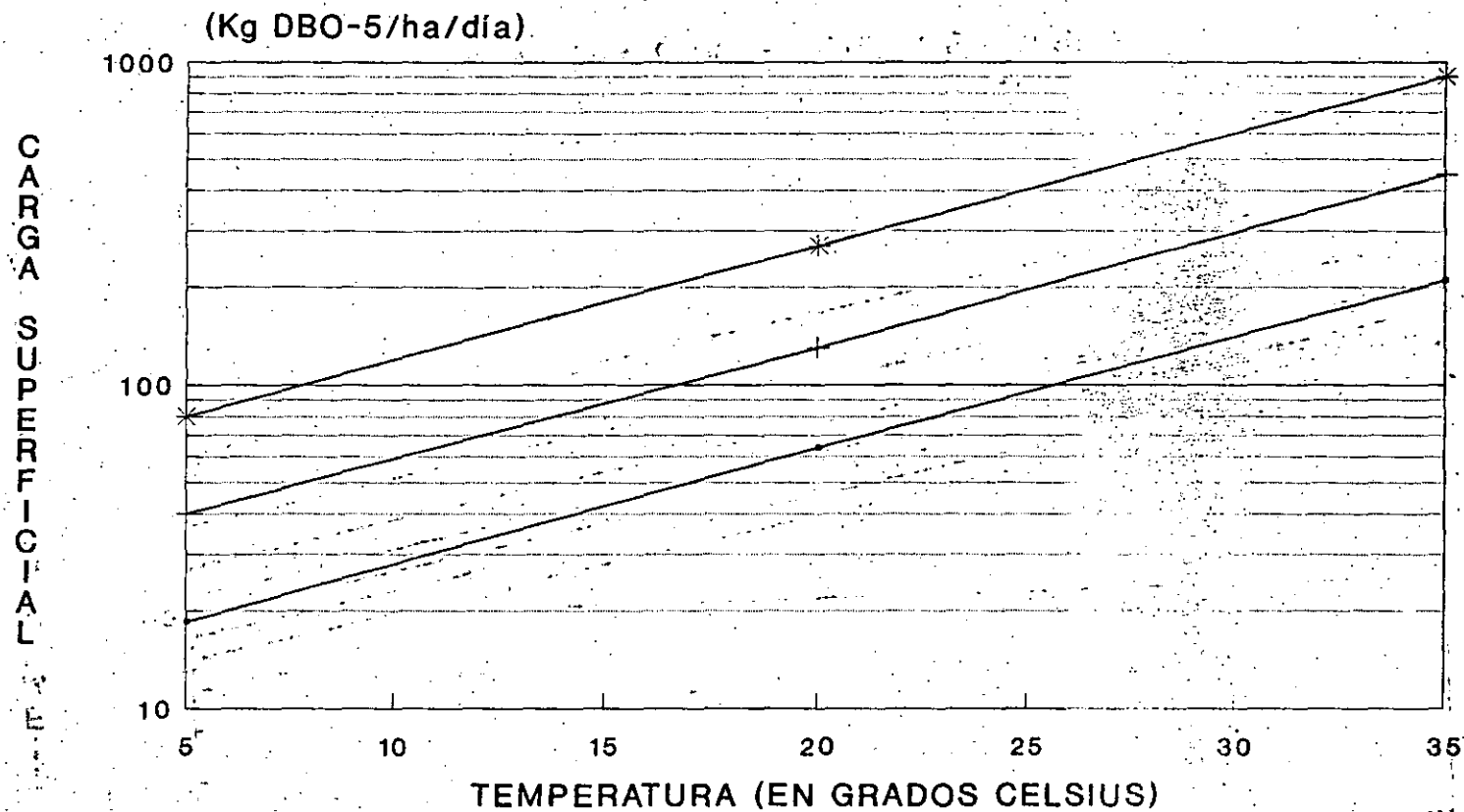
# REMOCION DE DBO EN MODELOS DE LABORATORIO CON TEMPERATURA CASI OPTIMA



(GLOYNA, 1964)

# TASA DE CARGA ORGANICA PARA 90% DE REMOCION

## CARGA ORGANICA SUPERFICIAL



TIEMPO RETENCION

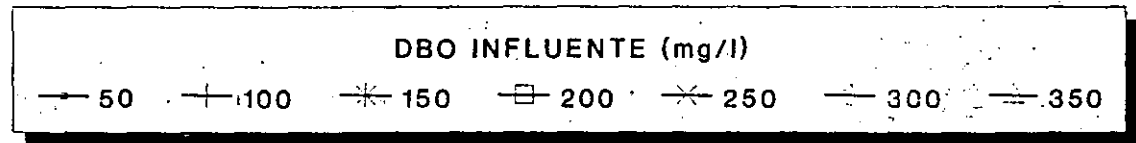
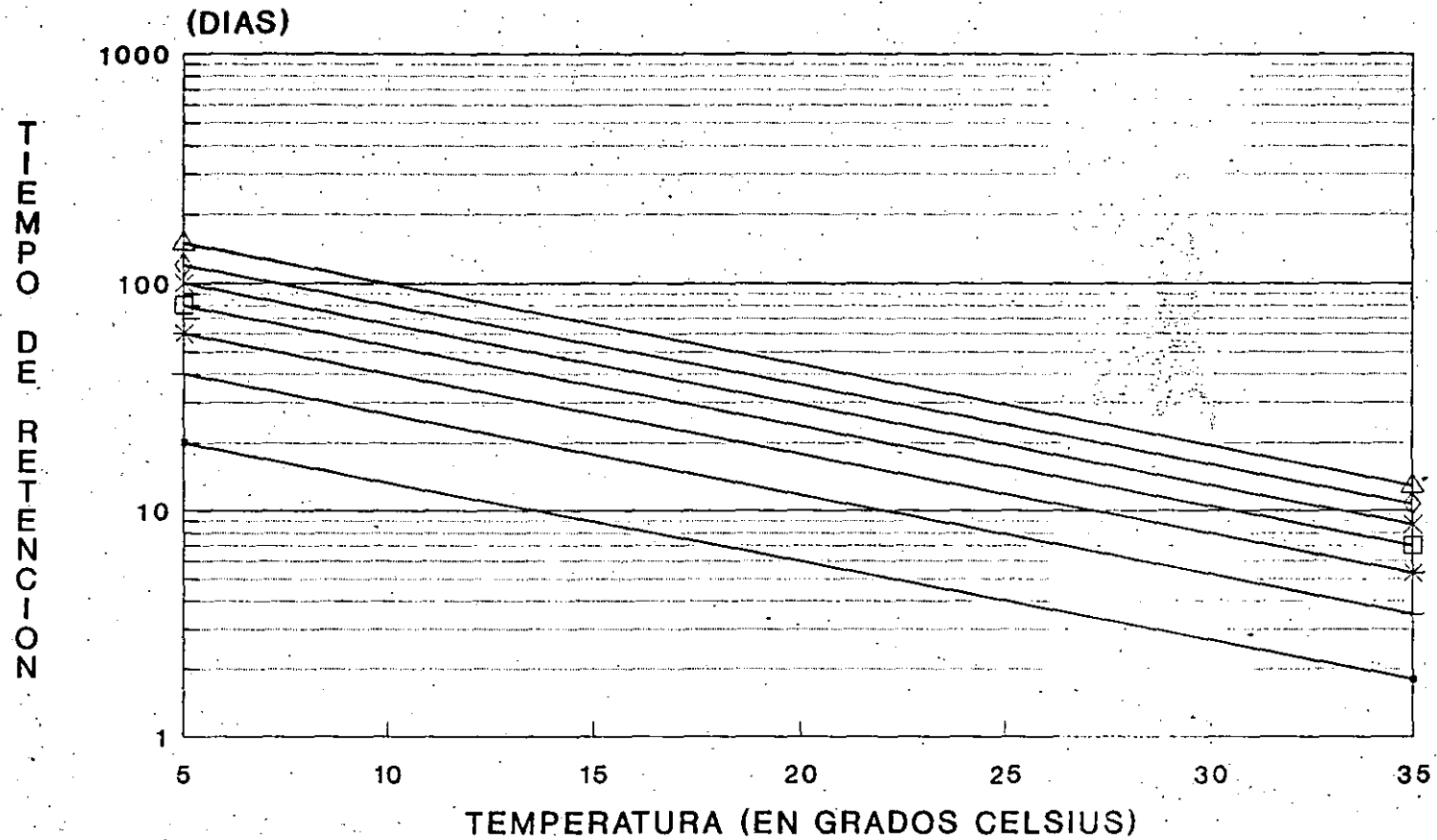
— 15 DIAS

+ 7 DIAS

\* 3.5 DIAS

(FUENTE: AGUIRRE, 1971)

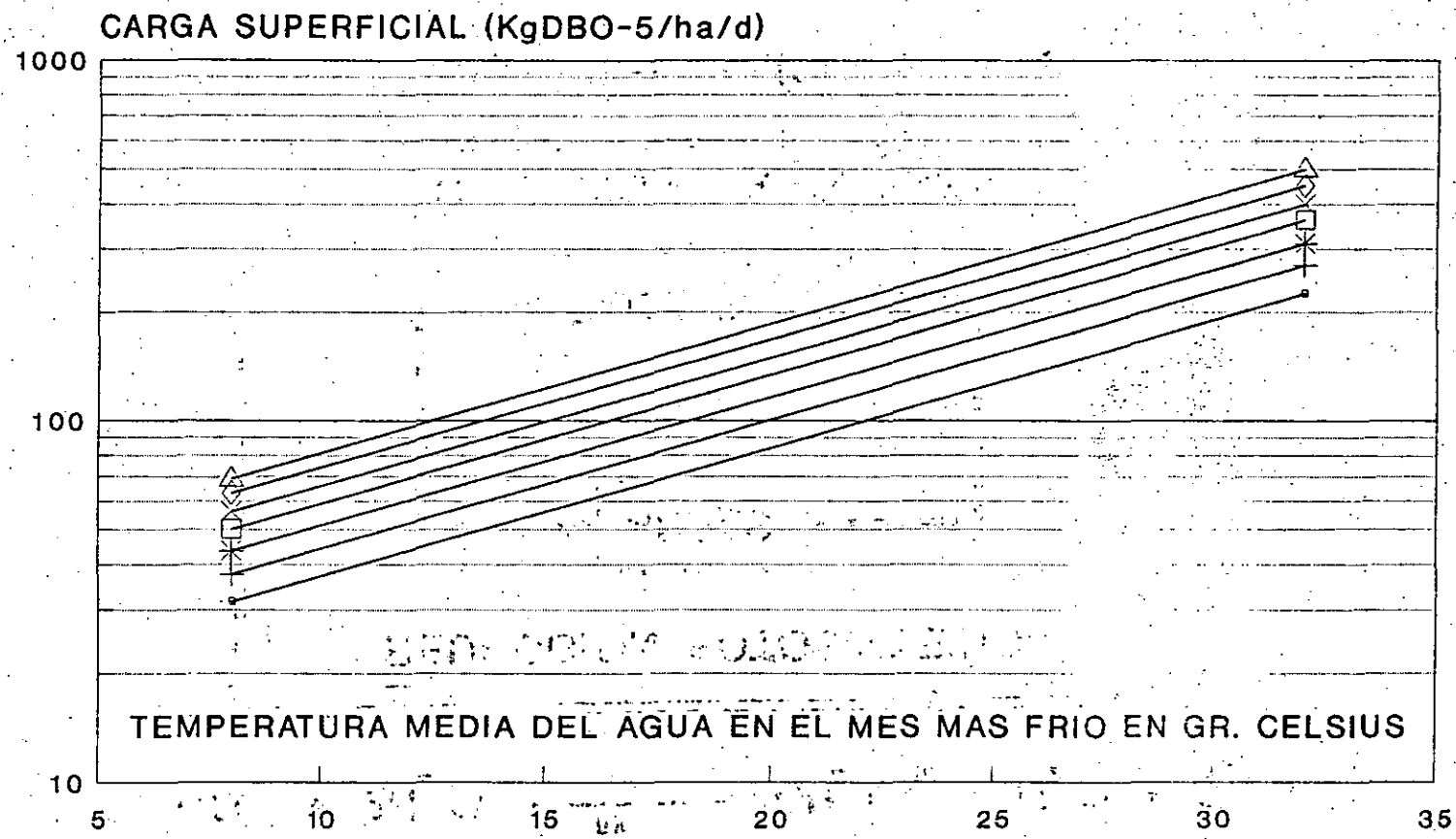
# TIEMPO DE RETENCION PARA 90% DE REMOCION



(FUENTE: AGUIRRE, 1971)



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

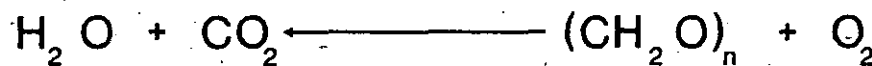
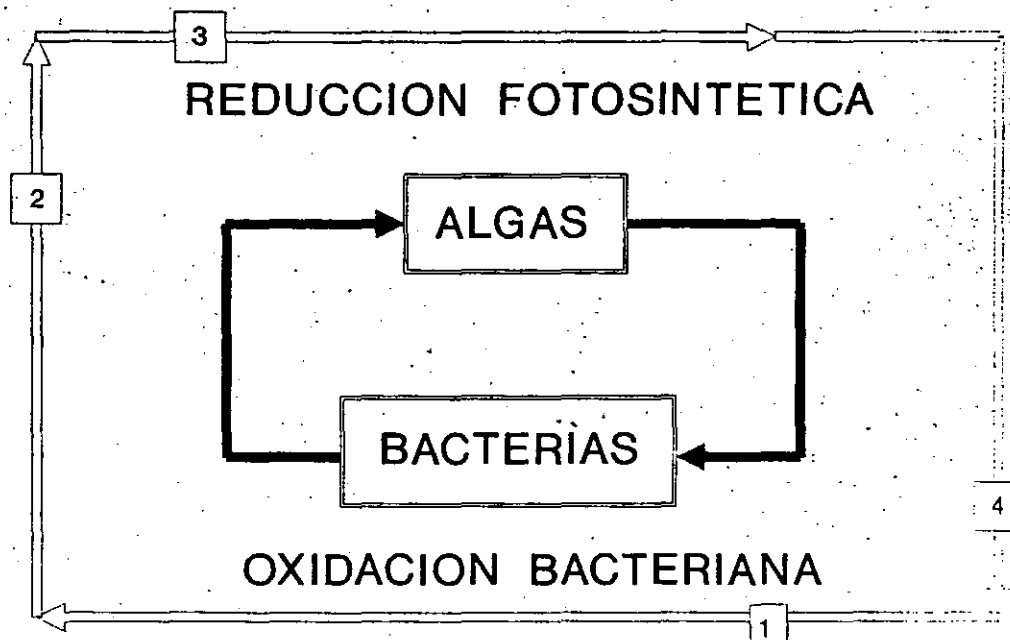
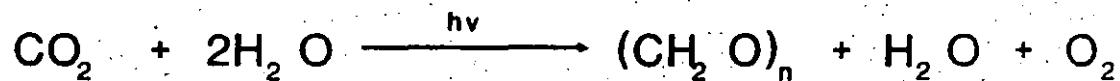


PROFUNDIDAD (m)

— 1 — 1.2 — 1.4 — 1.6 — 1.8 — 2 — 2.2

(FUENTE: CEPIS, 1982)

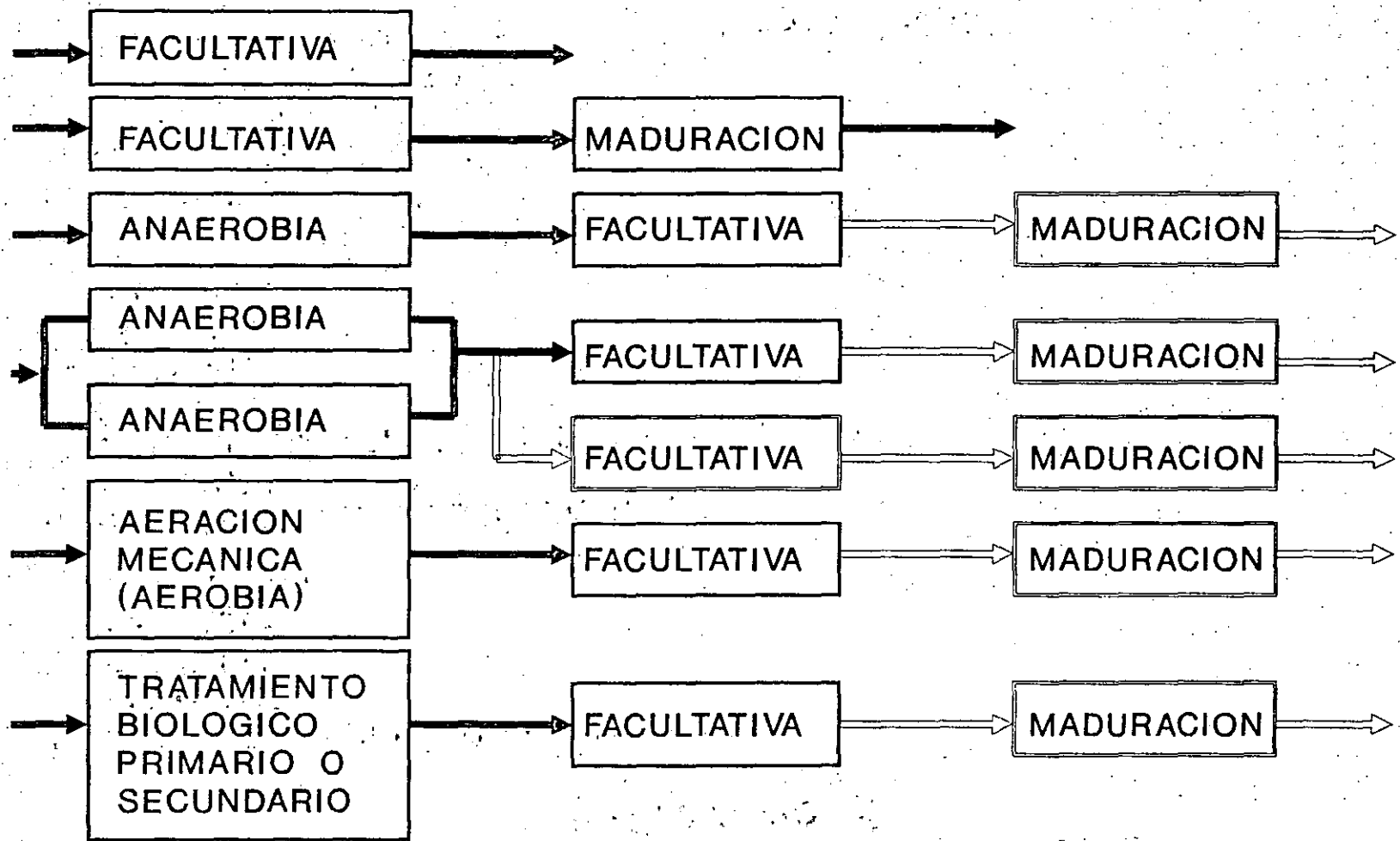
# DIAGRAMA DEL CICLO DE CARBONO-COMENSALISMO ENTRE ALGAS Y BACTERIAS



- |                           |                        |
|---------------------------|------------------------|
| 1 - DESECHO ORGANICO      | 3 - DESECHO INORGANICO |
| 2 - EFLUENTE MINERALIZADO | 4 - ALIMENTO ORGANICO  |

(FUENTE: GLOYNA, 1971)

# COMBINACIONES TÍPICAS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN 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)
- $\theta$  = COEFICIENTE DE REACCION POR TEMP = 1.085
- $K_{35}$  = TASA DE DEGRADACION A 35 GRADOS CELSIUS

(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

(FUENTE: GLOYNA, 1971)

## 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 (m<sup>3</sup>)
- N = NUMERO DE PERSONAS CONTRIBUYENTES
- q = CONTRIBUCION POR PERSONA (litros/día)
- $\theta$  = COEFICIENTE DE REACCION POR TEMP = 1.085
- T<sub>m</sub> = TEMPERATURA MEDIA DEL MES MAS FRIO (GR. C)
- L<sub>a</sub> = 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, 197



## 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<sub>n</sub> = 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<sub>L</sub> = INTENSIDAD DE LUZ (CAL/cm<sup>2</sup>/día)

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

DONDE:

- Y<sub>a</sub> = 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)
- $\alpha$  = 

---

 COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE AGUA DE LA LLAVE (VALORES TÍPICOS ENTRE 0.6 Y 1.1)
- $\theta$  = COEFICIENTE DE REACCION DE TEMPERATURA = 1.02
- $F_A$  = FACTOR DE CORRECCION PARA ALTURAS MAYORES DE 1,200 m

$$O = a'(L - L_p) + b'X \quad (12)$$

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 BIOLOGICO (1)**

<b><u>TIPO DE TRATAMIENTO</u></b>	<b><u>USO DE ENERGIA (2)</u></b>
LODOS ACTIVADOS	1,000,000
LAGUNAS AERADAS	850,000
DISCOS BIOLOGICOS	120,000
LAGUNAS DE ESTABILIZACION	0

---

**(1) BASE DE COMPARACION:**

- GASTO = 3,785 m<sup>3</sup>/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**

**CURSOS ABIERTOS**

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

30 de marzo al 4 de abril de 1992

**BIODISCOS**

Ing. David Gómez Salas.

**PALACIO DE MINERIA**

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

AUTOR: M.I. DAVID GOMEZ SALAS

1. SELECCION DEL TREN DE TRATAMIENTO

La planta de tratamiento de aguas residuales se encontrará ubicada en un terreno al sur de la unidad habitacional recibiendo su caudal de alimentación directamente del sistema de drenaje de la unidad. El sistema de tratamiento dará servicio a 10 edificios, que cuentan con seis viviendas cada uno, lo que da un total de 60 viviendas. Suponiendo una ocupación de 5.5 habitantes por vivienda se tendría una población servida de 330 personas.

Para una aportación de 160 litros de aguas residuales al día por habitante se obtiene un caudal promedio de 0.61 litros por segundo. Con este tamaño de población, el número de Harmon es el siguiente:

$$H = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

En donde p es el valor del número de habitantes expresado en miles de habitantes, es decir:

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

$$H=1+\frac{14}{4+\sqrt{0.33}}$$

$$H = 4.06$$

Lo que hace que el caudal máximo y mínimo sean de:

$$Q_{max} = (0.61) (4.06) = 2.5 \text{ l/s}$$

$$Q_{min} = 0.3 \text{ l/s}$$

(normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitarios en  
localidades de la República Mexicana).

Utilizado al criterio de Babbitt, se obtiene:

$$Q_{max} = \frac{(Q_{medio})(5)}{p^{1/5}}$$

$$Q_{max} = \frac{(0.61)(5)}{(0.33)^{1/5}} = 3.8 \text{ l/s}$$

$$Q_{min} = Q_{medio} \times 0.2 \times p^{1/5}$$

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

$$Q_{min} = (0.61) (0.2) (0.33)^{1/5} = 0.1 \text{ l/s}$$

Utilizando el criterio de Giffit, se obtiene:

$$Q_{max} = \frac{Q_{medio} \times 5}{p^{1/5}}$$

$$Q_{max} = \frac{(0.61) (5)}{(0.33)^{1/5}} = 3.66 \text{ l/s}$$

$$Q_{min} = Q_{med} \times 0.2 \times p^{1/5}$$

$$Q_{min} = (0.61) (0.2) (0.33)^{1/5} = 0.1 \text{ l/s}$$

Por todo lo anterior, se obtiene :

CAUDALES EN LITROS POR SEGUNDO PARA DIFERENTES CRITERIOS

	SEDUE	BABBIT	GIFTT
Q máxima (Q max)	2.5	3.80	3.66
Q media (Q med)	0.61	0.61	0.61
Q minima (Q min)	0.30	0.10	0.10



**NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.**

**EJEMPLO: BIÓDISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS**

De los datos anteriores se tomó como caudal promedio de diseño un valor de 1.0 litros por segundo que es superior al caudal promedio estimado con lo que se pretende contar con una capacidad mayor y lograr una estandarización comercial. Asimismo, se consideró como caudal máximo el valor de 3 litros por segundo que se aproxima al valor promedio de los tres criterios mencionados.

Conforme a lo anterior y por los resultados del análisis económico y financiero, se seleccionó el tren de tratamiento siguiente:

Rejillas

Desarenador

Tanque de regulación y bombeo

Biodiscos

Sedimentador secundario

Tanque de contacto de cloro

Tratamiento de lodos con cal

**2. DESCRIPCION GENERAL DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO**

El proceso principal de tratamiento será la unidad de biodiscos la cual estará formada por cuatro etapas, de 47 discos de malla de polietileno cada etapa.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

El tanque de biodiscos medirá interiormente 4.45 m de largo y 2.40 m de ancho, la altura del tirante de agua será 1.0 m. Como se verá más adelante estas dimensiones proporcionan un tiempo de contacto efectivo de 1.87 horas. Descontando el volumen de los discos con películas biológicas y el volumen de tres mamparas que dividen el tanque en cuatro etapas o secciones.

El sedimentador secundario tendrá un volumen de 9.96 metros cúbicos con dos tolvas en la parte inferior para recibir los lodos orgánicos sedimentados. Por tratarse de lodos orgánicos formados por la película biológica, se estima se producirán al día 0.75 metros cúbicos al día.

El tanque de contacto de cloro tendrá interiormente, 1.45 metros de ancho por 1.55 metros de largo y un volumen efectivo de 2.53 metros cúbicos descontando el volumen ocupado por cinco mamparas de 7 centímetros de ancho por 1.25 de largo. los canales de contacto tendrán un ancho de 20 centímetros de ancho, 1.45 metros de largo y 1.4 metros de profundidad.

La adición de cloro se realizará con una solución de hipoclorito de sodio con una concentración de 13.5mg/l como  $Cl_2$  preparada semanalmente y agregada a razón de 15 gal/d por medio de una bomba dosificadora. Se eligió el hipoclorito por ser una planta muy pequeña y que es muy seguro su manejo. (EJEMPLO)

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Los tanques de preparación de hipoclorito estará ubicado junto al tanque de contacto de cloro. El volumen efectivo de los tanques serán de 638 litros como mínimo, suficientes para la dosificación del reactivo durante una semana. Se tendrá además una plataforma de 30 centímetros de largo por 30 de ancho para la colocación del sistema de dosificación y un grifo con agua limpia para la dilución.

Del tanque de cloración las aguas residuales tratadas y desinfectadas serán descargadas a un pozo de inyección.

El funcionamiento hidráulico será por gravedad hasta el tanque de regulación, de ahí se bombeará al biodisco para ganar altura y nuevamente funcionará por gravedad hasta el tanque de contacto con cloro.

El funcionamiento antes se debe expresar en planos, como por ejemplo los siguientes: No.001 (Vista general en isométrico); No. 002(carreglo general); No.003(diagrama de flujo); y No.004 (perfil hidráulico).

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

3. DISEÑO FUNCIONAL DE CADA PROCESO

Los datos de diseño son :

Caudal promedio	1.0 l/s
Caudal mínimo	0.5 l/s
Caudal máximo	3.0 l/s
DBO influente	250.0 mg/l
DBO efluente	25.0 mg/l

EN ESTE EJEMPLO SOLO SE MOSTRARA EL CALCULO DEL BIODISCO.

3.5. BIODISCOS

Para calcular el valor minimo del área requerida de película biológica se recurre a la ecuación (Kinkanon Stove):

$$A_m = \frac{Q \cdot S_i}{K_1 \frac{S_i}{(S_i - S_e)} - K_2}$$

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

En donde:

- $A_m$  = valor mínimo del área requerida ( $m^2$ )
- $Q$  = caudal medio a tratar (l/s)
- $S_i$  = concentración de DBO en el afluente (mg/l)
- $S_e$  = concentración de DBO en el efluente (mg/l)
- $K_1$  = constante 3.403 ( $mg/m^2/s$ )
- $k_2$  = constante 3.370 ( $mg/m^2/s$ )

$$A_m = \frac{(1)(250)}{3.403 \left[ \frac{250}{250 - 25} \right] - 3.370}$$

$$A_m = 608.11 \text{ m}^2$$

Para calcular el valor máximo se tiene la ecuación de POPEL :

$$A_M = \frac{Q (S_i - S_e)}{K \sqrt{S_e}}$$

En donde:

- $A_M$  = valor máximo del área requerida ( $m^2$ )
- $Q$  = caudal medio a tratar ( $m^3/día$ )
- $K$  = constante 2.3 ( $m \cdot (mg/l)^{1/2} \cdot día^{-1}$ ).

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS:

Substituyendo

$$A_M = \frac{(86.4) (250-25)}{(2.3) \sqrt{25}}$$
$$A_M = 1690.45 \text{ m}^2$$

y calculando el promedio de los métodos se obtiene:

$$A = \frac{608.11 + 1690.45}{2}$$
$$A = 1149.28 \text{ m}^2$$

Por cuestiones de manejo, montaje y mantenimiento se recomienda discos de 2.0 m de diámetro con una perforación central para el paso de una fecha de 25 cm, por lo que el área de las dos caras del disco estará dada por:

$$A_d = 2 \pi \left[ \left( \frac{D_d}{2} \right)^2 - \left( \frac{D_f}{2} \right)^2 \right]$$

en donde

- $A_d$  = área del disco ( $\text{m}^2$ )
- $D_d$  = diámetro del disco (m)
- $D_f$  = diámetro del área transversal de la fecha (m).

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

O sea

$$A_d = 2 \pi \left[ \left( \frac{z}{2} \right) - \left( \frac{0.25}{z} \right)^2 \right]$$

$$A_d = 6.18 \text{ m}^2$$

y por tanto el número de discos se calculará por medio de

$$n = \frac{A}{A_d}$$

En donde n = número de biodiscos requeridos  
y substituyendo

$$n = \frac{1149.28}{6.18}$$

$$n \approx 186 \text{ discos}$$

Por experiencia y recomendaciones bibliográficas, se seleccionan  
cuatro etapas o paquetes de discos.

$$n' = \frac{n}{4}$$

en donde n' = al número de discos por etapa

$$n' = \frac{186}{4}$$

$$n' = 46.5$$

$$n' \approx 47$$

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Esto significa que los discos se distribuirán a las unidades de la  
manera siguiente:

Unidad	Disco	Ancho
1	47	1.00 m
2	47	1.00 m
3	47	1.00 m
4	47	1.00 m
<b>TOTAL</b>	<b>n = 188</b>	<b>4.00 m</b>

Recalculando, se tendría un área requerida de película biológica  
de:

$$A = h \cdot Ad$$

$$A = (190) (6.18 \text{ m}^2)$$

$$A = 1174.2 \text{ m}^2$$

El tanque estará dividido por tres mamparas de 5 centímetros de  
espesor 1 m de alto y 2.40 m de largo, con un orificio inferior  
para el paso del líquido de 10 centímetros de diámetro, observando  
una separación entre paredes, mamparas y unidades de discos de  
22.5 centímetros.

La parte inferior del tren de biodiscos estará separada 22.5  
centímetros del fondo del tanque y lateralmente 20 centímetros de  
las paredes.



NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

De acuerdo a lo anterior el tanque de biodiscos tendrá las  
dimensiones interiores siguientes:

$$\text{Ancho} = 2 + 2 (0.20)$$

$$\text{Ancho} = 2.40 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 1 + (0.5) + 3 (0.05) + 8 (0.225)$$

$$\text{Largo} = 4.45 \text{ m}$$

Cabe hacer notar que se consideró conveniente la existencia de 2  
chaflanes ubicados longitudinalmente en ambos lados de la parte  
inferior del tanque. Estos tendrán dimensiones de 0.50 metros en  
su base y 0.40 m de altura y 4.45 metros de largo; formando un  
prisma cuya área transversal es un triángulo rectángulo.

La altura útil del tanque será de 1.00 metro teniendo además un  
bordo libre de 0.40 metros por lo que la altura total del tanque  
será de 1.40 metros. La base del tanque tendrá un espesor de 20  
centímetros y sus paredes de 15 centímetros por lo que las  
dimensiones externas serán de:

$$\text{Ancho} = 2.70 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 4.75 \text{ m}$$

$$\text{Alto} = 1.60 \text{ m}$$

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

El Volumen efectivo del líquido en el tanque estará dado por

$$V_B = V_{TB} - V_{MAM} - V_{CHA} - V_{DIS}$$

En donde

$V_B$  = volumen efectivo de líquido en el  
tanque  
 $V_{TB}$  = Volumen del tanque abajo del espejo  
de agua

$V_{MAM}$  = Volumen ocupado por las mamparas  
 $V_{CHA}$  = Volumen ocupado por los chaflanes  
 $V_{DIS}$  = Volumen mojado de los discos

Es decir

$$V_{TB} = (2.4) (4.45) (1)$$

$$V_{MAM} = 3 (0.05) (2.40) (1) - \pi \left[ \frac{0.1}{2} \right]^2 (0.05)$$

$$V_{CHA} = 2 (0.40) (0.50) (4.45)/2$$

$$V_{DIS} = 190 (0.006) \left[ \pi \left( \frac{2}{2} \right)^2 / 2 (0.225) (2) \right]$$

→

$$V_{TB} = 10.68 \text{ m}^3$$

$$V_{MAM} = 0.36 \text{ m}^3$$

$$V_{CHA} = 0.89 \text{ m}^3$$

$$V_{DIS} = 1.28 \text{ m}^3$$

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

$$V_B = 10.68 - 0.36 - 0.89 - 1.28$$

$$V_B = 8.15 \text{ m}^3$$

y el tiempo de retención hidráulico a el tanque será:

$$tr_B = V_B / Q_{media}$$

$$tr_B = 9.22 / 3.6$$

$$tr_B = 2.56 \text{ horas}$$

mientras que el área superficial útil será de :

$$A_B = A_{TB} - A_{MAM} - A_{DIS}$$

$$A_B = (2.4) (4.45) - 3 (0.005) (2.40) - 190 (0.006) (2)$$

$$A_B = 8.36 \text{ m}^2$$

El tanque compartirá paredes de la manera siguiente:

- La pared perpendicular al sentido del flujo y en donde ésta se inicia 2.70 m x 1.60 m con el cuarto de control
- La pared perpendicular al sentido del flujo y en donde este termina 2.70 m x 1.60 m con el sedimentador.
- La pared longitudinal a la derecha del sentido del flujo 4.75 m x 0.85 m con el exterior y 4.75 m x 0.75 m con el terreno.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

- La pared longitudinal a la izquierda del sentido del flujo 1.70 m x 1.60 m con el tanque de contacto de cloro; 3.05 m x 1.60 m con el cuarto de hipocloración.

Exteriormente, el tanque tendrá dos bases para las chumaceras; una en la pared que da hacia el cuarto de control y la otra sobre la pared compartida con el sedimentador.

La primera tendrá 20 centímetros de ancho y 60 centímetros de largo con un espesor de 15 centímetros y soportada sobre dos columnas de 20 centímetros de ancho por 1.5353 metros de alto y 15 cm de espesor asentadas sobre el piso del cuarto de control; también se tendrá una base para el motoreductor de 90 centímetros de largo por 60 centímetros de ancho y 15 centímetro de espesor soportada sobre las columnas de la chumacera y dos columnas de 15 centímetros de ancho y 0.70 m de largo asentadas sobre el piso del cuarto de control. La base para la segunda chumacera medira 20 centímetros de ancho por 60 centímetros de largo y 40 centímetros de altura, su sección transversal será un trapecoide conformado por un cuadro de 20 cm x 20 cm y un triangulo rectangular de las mismas dimensiones en la parte baja. El eje central de ambas bases coincidirán con el eje longitudinal del tanque ubicado a 1.20 metros de las paredes laterales del tanque.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Tanto los muros de los extremos como las mamparas llevarán al centro un corte de 0.15 m de ancho y 0.175 m de altura con un semicirculo en la parte inferior de 0.15 m de diámetro, por lo que el corte tiene una altura total de 0.25 m. Este corte permitirá el paso de la flecha que carga y transmite la rotación a los discos.

Otro corte que tendrá el muro al final del sentido del flujo corresondrá al canal de efluente y estará ubicado en el lado derecho de la pared con dimenisiones de 10 centímetros de ancho por 40 centímetros de alto. El canal que le procede estará ubicado en el sedimentador y tendrá una longitud de 50 centímetros dando una vuelta de 90° hasta su descarga en el charola de distribución del efluente de los biodiscos; el canal tendrá una pendiente del 10%.

El efluente del tanque se descargará de una tubería de fierro de 4" de diámetro nominal C40 proveniente del tanque de regulación y bombeo descargando a 5 centímetros arriba del espejo de agua:

Las cotas del tanque de biodisco serán:

Plantilla del tanque	1.25 m
Lomo de los muros	2.65 m
Espejo de agua	2.25 m

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA UN LITRO POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Plantilla inicial del canal de efluente	2.25 m
Eje Central del tren de biodiscos	2.475 m
Plantilla de cortes para flecha	2.40 m
Plantilla de las bases de chumacera	2.3353 m
Descarga de afluente	2.30 m
Plantilla de la base del motoreductor	1.50 m

Resumen:

Ancho	2.40 m
Largo	4.45 m
Altura útil	1.00 m
Borde libre	0.40 m
Volumen ocupado por biodiscos	1.28 m <sup>3</sup>
Volumen ocupado por Chaflanes	1.28 m <sup>3</sup>
Volumen ocupado por mamparas	0.36 m <sup>3</sup>
Volumen ocupado por liquido	8.15 m <sup>3</sup>
Tiempo de retención hidráulico medio	2.26 hr.
Número de biodiscos	190
Diámetro de c/biodisco	2.00 m
Superficie de la película biológica	1174.2 m <sup>2</sup>
Area superficial de liquido	8.36 m <sup>2</sup>
Tiempo de retención	1

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

AUTOR: M.I. DAVID GOMEZ SALAS

**1. SELECCION DEL TREN DE TRATAMIENTO**

La planta de tratamiento de aguas residuales se encontrará ubicada en el extremo oeste de la unidad habitacional "Santa María II", recibiendo su caudal de alimentación directamente del sistema de drenaje de la unidad. La población del conjunto será de 1760 habitantes; no obstante, la planta solo dará servicio a la mitad de esta población, es decir 880 habitantes.

Dado que la dotación de agua potable se estima en 250 litros diarios por cada habitante y de ella la aportación sanitaria corresponde al 80 %, es decir, 200 litros de aguas residuales por habitante, el caudal promedio de aguas residuales que alimentará a la planta es de:

$$Q_{med} = (250 \text{ l/día})(0.80)(880 \text{ hab}) / (86400 \text{ s/día})$$

$$Q_{med} = 2.04 \text{ l/s}$$

Dado que el número de Harmon depende únicamente del tamaño de población, éste será calculado considerando la población total del conjunto habitacional. Los resultados así obtenidos serán divididos entre dos ya que es a la mitad de la población la que será servida realmente.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

El número de Harmon está dado por la siguiente fórmula:

$$H = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}}$$

En donde p es el valor del número total de habitantes que generan  
aguas residuales expresado en miles de habitantes, es decir:

$$H = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{1.76}}$$

$$H = 3.63$$

Lo que hace que el caudal máximo y mínimo para el total de la  
población sean de:

$$Q_{\max}' = (2Q_{\text{med}}) (3.63)$$

$$Q_{\max}' = (4.07) (3.63) = 14.77 \text{ l/s}$$

$Q_{\min}' = 1.8 \text{ l/s}$  (normas de proyecto para obras de  
alcantarillado sanitarios en  
localidades de la República  
Mexicana).



NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Y para la población a la que dará servicio la planta:

$$Q_{\max} = Q_{\max}'/2 = (14.77 \text{ l/s})/2$$

$$Q_{\max} = 7.4 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min} = Q_{\min}'/2 = (1.8 \text{ l/s})/2$$

$$Q_{\min} = 0.9 \text{ l/s}$$

Utilizado al criterio de Babbitt, se obtiene :

$$Q_{\max}' = \frac{(2Q_{\text{med}})(5)}{p^{1/5}}$$

$$Q_{\max}' = \frac{(4.07)(5)}{(1.76)^{1/5}} = 18.17 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min}' = (2Q_{\text{med}})(0.2)[p^{1/5}]$$

$$Q_{\min}' = (4.07)(0.2)[(1.76)]^{1/5} = 0.91 \text{ l/s}$$

Y para la población a la que dará servicio la planta:

$$Q_{\max} = Q_{\max}'/2 = (18.17 \text{ l/s})/2$$

$$Q_{\max} = 9.1 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min} = Q_{\min}'/2 = (0.91 \text{ l/s})/2$$

$$Q_{\min} = 0.46 \text{ l/s}$$

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Utilizando el criterio de Giffit, se obtiene:

$$Q_{\max}' = \frac{(2Q_{\text{med}})(5)}{p^{1/6}}$$

$$Q_{\max}' = \frac{(4.07)(5)}{(1.76)^{1/6}} = 18.97 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min}' = (2Q_{\text{med}})(0.2)[p^{1/6}]$$

$$Q_{\min}' = (4.07)(0.2)[(1.76)^{1/6}] = 0.89 \text{ l/s}$$

Y para la población a la que dará servicio la planta:

$$Q_{\max} = Q_{\max}'/2 = (18.97 \text{ l/s})/2$$

$$Q_{\max} = 9.5 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min} = Q_{\min}'/2 = (0.89 \text{ l/s})/2$$

$$Q_{\min} = 0.45 \text{ l/s}$$

Por todo lo anterior, se obtiene :

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

CAUDALES EN LITROS POR SEGUNDO PARA DIFERENTES CRITERIOS

	SEDUE	BABBIT	GIFTT
Q máxima (Q <sub>max</sub> )	7.40	9.10	9.50
Q media (Q <sub>med</sub> )	2.04	2.04	2.04
Q minima (Q <sub>min</sub> )	0.90	0.46	0.45

De los datos anteriores se tomó como caudal promedio de diseño un valor de 2.0 litros por segundo que es similar al caudal promedio estimado con lo que se pretende contar con una capacidad adecuada y lograr una estandarización comercial de la planta. Asimismo, se consideró como caudal máximo y mínimo los valores de 8 y 1 litros por segundo, respectivamente, que se aproximan a los valores promedio de los tres criterios mencionados.

De acuerdo a los datos anteriores y a la disponibilidad de elementos económicos y técnicos se convino en que el tren de tratamiento consistiera en:

- Rejillas
- Desarenador
- Tanque de regulación y bombeo
- Biodiscos
- Sedimentador secundario
- Tanque de contacto de cloro

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

El sistema de cribado se diseñó de tipo rejilla con claros libres de 2 centímetros serán capaces de retener sólidos gruesos que no solo pudieran causar taponamientos u obstrucciones en tuberías, sino también efectos nocivos en el sistema principal de tratamiento. Se considera que el tamaño de los claros y la velocidad del flujo serán suficientes para desmenuzar los sólidos gruesos de baja consistencia, tales como excretas, desechos de frutas, etc.

El desarenador consiste en dos canales de sección rectangular, de funcionamiento alternado y con control manual; de tal manera que el tiempo de retención, velocidad y carga orgánica superficial muestren que existirá asentamiento de arenas pero no sedimentación de orgánicos.

Debido al bajo valor del caudal medio y a la gran diferencia entre el caudal mínimo y máximo, el tiempo de retención promedio en el tanque de regulación y bombeo deberá estar entre 1 y 1.5 horas. Esta modalidad podrá influir en la descomposición anaerobia del desecho, provocando problemas de malos olores y la formación de lodos indeseables en las unidades; para evitarlo, se contempló la instalación de un sistema de recirculación de una fracción del caudal de agua, promoviendo la presencia de organismos aerobios al forzar su aireación. Por esta razón en esta unidad existirá degradación del material orgánico contenido en el agua residual.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Dado que los equipos más usuales en el mercado para el bombeo de agua residual manejan caudales elevados en proporción al contemplado en el presente proyecto se decidió el uso de un equipo de bombeo que fuera capaz de manejar hasta dos veces el gasto de diseño de la planta, acondicionando el sistema de recirculación en el tanque de regulación y bombeo y de esta manera, mantener continuamente aireado el desecho líquido.

Del tanque de regulación y bombeo, se enviarán las aguas residuales directamente a un tanque de biodiscos que contiene cuatro paquetes de biodiscos, cada uno de 65 discos plásticos, todos de 2.40 metros de diámetro, girando a una velocidad aproximada de 2.4 RPM.

Del tanque de biodiscos las aguas tratadas serán conducidas a un sedimentador secundario rectangular que cuenta con dos tolvas en la parte inferior para la acumulación diaria de lodos. El sistema de extracción de los lodos orgánicos es por bombeo hacia una descarga alta para su disposición en un vehículo que transportará estos lodos hacia su disposición final.

Del sedimentador secundario las aguas residuales tratadas y decantadas pasarán a un tanque de contacto de cloro para ser desinfectadas y enviadas a su disposición final. El cloro adicionado provendrá de una solución de hipoclorito de sodio preparada previamente a una concentración de 27g/l como  $\text{Cl}_2$  y dosificada a razón de 0.66 ml/s (15 galon por día).

## NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Cabe hacer notar, que el tanque de contacto funcionará como un tanque de almacenamiento ya que su contenido de agua tratada será descargada por bloques con el objeto de no mantener el sistema de bombeo en constante funcionamiento.

Con la finalidad de proveer la posibilidad de realizar trabajos de rehabilitación en el tanque de regulación y bombeo, o bien en otra componente de la planta de tratamiento, se contempló la posibilidad de desviar las aguas residuales y vaciar la parte a rehabilitar. En el plano CEE-001 se puede apreciar el arreglo general de la planta, mientras que en el plano CEE- 2 se observa el perfil hidráulico y el diagrama de flujo.

### 2. PROYECTO FUNCIONAL INTEGRAL

El pretratamiento que será aplicado al agua residual consistirá en cribas, desarenador y tanque de regulación y bombeo, considerando que estos procesos serán suficientes para evitar que las sustancias contenidas en el agua cruda dañen el equipo o el proceso principal de tratamiento.

La primera unidad que se encuentra después de la descarga es la rejilla de cribado que detendrá los sólidos gruesos y objetos que grandes que transporte el agua residual.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REJUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Esta rejilla estará colocada perpendicularmente al sentido del flujo del canal. Sus dimensiones globales serán de 74 centímetros de largo y 21.6 centímetros de ancho, lo que hace que el área útil de esta unidad sea de 0.1 metros cuadrados, aproximadamente.

En la secuencia del flujo se encuentran dos canales desarenadores que evitarán la llegada de sólidos duros y pesados al sistema de bombeo, empleando el concepto de reducción de velocidad. En este sentido se considera que un ancho de cada canal de 20 centímetros, 40 centímetros de altura y 3 metros de largo serán suficientes para este objetivo. El funcionamiento de los canales será alternado; mientras que uno se encuentra en operación el otro estará en limpieza manual o mantenimiento.

El tanque de regulación y bombeo contará con un sistema de recirculación de agua residual con el fin de mantener continuamente aireada el agua residual y evitar septicidad en el tanque por lo que la descarga del ducto de recirculación tendrá un dispositivo de introducción de aire para optimizar la transferencia aire-agua residual.

El tanque consistirá en una caja de 2 secciones una rectangular y otra trapezoidal.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

La sección rectangular tendrá un largo útil de 1.60 metros, 2.10 metros de ancho y una profundidad de total de 3.37 metros sin considerar la caja de bombeo; la sección trapezoidal tendrá 1.30 metros de largo, ancho menor de 0.20 metros, ancho mayor de 2.10 metros y de igual altura que la otra sección. La altura de pared húmeda será de 2 metros, lo que significa que el volumen efectivo del tanque será de 8.74 metros cúbicos.

El sistema de bombeo se llevará a cabo por medio de tres bombas sumergibles del mismo tipo; dos de ellas funcionarán alternadamente a su gasto máximo cada doce horas, accionadas por medio de un timer. La tercera funcionará únicamente cuando el nivel del tanque alcance poco menos de su máximo valor, y se apagará en el nivel normal, esta bomba será accionada por medio de un electronivel. Cabe hacer notar que aún cuando las tres bombas estarán conectadas la recirculación, la bomba que entrará en funcionamiento para caudal máximo estará más distante de la recirculación.

El bombeo se realizará al biodisco y contará con una salida adicional para enviar las aguas residuales al sedimentador secundario cuando se requiera mantener el biodisco vacío para llevar a cabo las actividades de mantenimiento o reparación.



NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS.

El tanque de regulación y bombeo tendrá un tiempo de residencia medio de 1.21 horas en relación al caudal promedio de dos litros por segundo, y su volumen de 8.74 metros cúbicos. El tanque será impermeabilizado para garantizar que no se infiltre el agua.

La recirculación y aireación en el tanque de regulación favorecerá la degradación aeróbica de la materia orgánica, recibiendo así el primer tratamiento.

El proceso principal de tratamiento será la unidad de biodiscos la cual estará formada por cuatro etapas. Cada etapa tendrá un paquete de 65 disco de malla de polietileno de 2.40 metros de diámetro y 80 centímetros de ancho.

El tanque de biodiscos medirá interiormente 5.00 m de largo y 2.90 m de ancho, la altura del tirante de agua será 1.20 m. Como se verá más adelante estas dimensiones proporcionan un tiempo de contacto efectivo de 1.71 horas. Descontando el volumen de los discos con películas biológicas y el volumen de tres mamparas que dividen el tanque en cuatro secciones y dos chaflanes en el fondo del tanque.

El sistema de sedimentación cuenta con un sedimentador que tienen un volumen de 18 metros cúbicos; esta unidad tiene dos tolvas en la parte inferior para recibir los lodos orgánicos sedimentados.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Por tratarse de lodos orgánicos formados por la película biológica, se estima se producirán 1.50 metros cúbicos al día, mismos que serán bombeados por medio de un bomba horizontal inatascable.

El tanque de contacto de cloro tendrá interiormente, 1.30 metros de ancho, 7.75 metros de largo y un volumen efectivo de 9.87 metros cúbicos descontando el volumen ocupado por una mamparas de 5 centímetros de ancho y 7.11 metros de largo. Los canales de contacto tendrán un ancho de 62.5 centímetros, 7.75 metros de largo y 0.98 metros de profundidad.

La adición de cloro se realizará con una solución de hipoclorito de sodio con una concentración de 27g/l como  $Cl_2$  preparada semanalmente y 15 galones por día agregada a razón de por medio de una bomba dosificadora peristáltica. Se eligió el hipoclorito por ser un compuesto químico que representa menores riesgos que el gas cloro, en su manejo. Y por que es mas fáacil su adquisición en el la zona que el gas cloro.

Esta unidad tambien servirá como tanque de almacenamiento ya que será descargado por bloques con el objeto de proporcionar descansos a la bomba de descarga.

Los tanques de preparación de hipoclorito estará ubicado junto al tanque de contacto de cloro.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

El volumen efectivo de los tanques para la solución de hipoclorito serán de 500 litros como mínimo, suficientes para la dosificación del reactivo durante una semana. La bomba de dosificación estará colocada sobre los muros del tanque. Se tendrá además un grifo con agua limpia para la dilución.

Del tanque de cloración las aguas residuales tratadas y desinfectadas serán descargadas a un pozo de inyección a cargo de la Comisión de Agua Potable y Alcantarillado del Estado de Quintana Roo.

El funcionamiento hidráulico será por gravedad hasta el tanque de regulación, de ahí se bombeará al biodisco para ganar altura y nuevamente funcionará por gravedad hasta el tanque de contacto con cloro.

El funcionamiento antes descrito queda expresado en los planos: CEE-1(arreglo general de la planta); CEE-2(diagrama de flujo y perfil hidráulico).

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

3. DISEÑO FUNCIONAL DE CADA PROCESO

Los datos de diseño son :

Caudal promedio	2.0 l/s
Caudal mínimo	1.0 l/s
Caudal máximo	8.0 l/s
DBO influente	250.0 mg/l
DBO efluente	25.0 mg/l
Eficiencia de remoción de DBO	90 %
Eficiencia de remoción de SST	90 %
Eficiencia de remoción de SVT	90 %
Sistema de desinfección	Cloración
Producción de lodos primarios	No produce
Producción de lodos secundarios	1.5 m <sup>3</sup> /día

3.5. BIODISCOS

El área requerida para la película biológica es la siguiente :

a) Valor mínimo (kinakanon stove)

$$A = \frac{Q S_i}{K_1 \frac{S_i}{S_i - S_e} - K_2}$$

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

donde :

$$Q_{med} = 2 \text{ l/s}$$

$S_i$  = Concentración de DBO en el influente = 250 mg/l

$S_e$  = Concentración de DBO en el efluente = 25 mg/l

$K_1$  = Constante = 3.403

$K_2$  = Constante = 3.370

Substituyendo

$$A = \frac{(2) (250)}{3.403 \left[ \frac{250}{250 - 25} \right] - 3.37} = 1216 \text{ m}^2$$

b) Valor máximo (ecuación del Popel)

$$A = \frac{Q (S_i - S_e)}{K \sqrt{S_e}}$$

Donde :

$$Q = 172.8 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$K = 2.3$$

$$S_i = 250 \text{ mg/l}$$

$$S_e = 25 \text{ mg/l}$$

Substituyendo

$$A = \frac{172.8 (250 - 25)}{2.3 \sqrt{25}} = 3380 \text{ m}^2$$

Valor promedio de los metodos

$$A = \frac{1216 + 3380}{2} = 2298 \text{ m}^2$$

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Se recomiendan discos de 2.4 m de diámetro

Area de disco

$$A = \pi (1.2^2 - 0.125^2) = 4.48 \text{ m}^2$$

$$\text{Area por las dos caras} = 8.96 \text{ m}^2$$

Por lo tanto:

$$\text{No de discos} = 2298/8.96 = 256.5 \approx 260$$

Y como se seleccionaron cuatro etapas.

ETAPA	DISCOS	ANCHO
1a.	65	0.80 m
2a.	65	0.80 m
3a.	65	0.80 m
<u>4a.</u>	<u>65</u>	<u>0.80 m</u>
TOTAL	260	3.20 m

El tanque estará dividido por tres mamparas de 0.5 m de espesor con un orificio inferior de 0.10 m de diámetro, observando una separación entre los paquetes de discos y los muros y mamparas de 0.15 m y 0.225 m, respectivamente. La separación de los discos con el fondo del tanque será de 0.25 m.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS.

De acuerdo a lo anterior el tanque de biodiscos tendrá las  
dimensiones interiores siguientes:

$$\text{Ancho} = 2.40 \text{ m} + (2)(0.25 \text{ m}) = 2.90 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 6(0.225\text{m}) + 2(0.15\text{m}) + 4(0.80\text{m}) + 3(0.05\text{m}) = 5.00 \text{ m}$$

Los muros tendrán un espesor de 0.15 m, por lo que las medidas  
exteriores del tanque serán :

$$\text{Ancho} = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 5.30 \text{ m}$$

En los extremos del tanque en la dirección longitudinales en la  
parte exterior irán dos columnas de 60 cm de largo por 25, cm de  
ancho 1.31 metros de altura asentadas en el piso exterior del  
tanque de biodiscos. Asimismo existe una tercera columna de las  
mismas dimensiones colocada en la parte central del tanque de  
biodiscos. Sobre estas bases estarán colocadas las chumaceras que  
servirán de rodamiento de la fecha del tren de biodiscos.

La altura útil del tanque de biodiscos es de 1.0 m y además tendrá  
un bordo libre de 0.4 m de altura por lo que la altura total del  
tanque será de 1.40.

Tanto los muros de los extremos como las mamparas llevarán al  
centro un corte de 0.15 m de ancho y 0.18 de alto con un  
semicírculo en la parte inferior de 0.15 m de diámetro, por lo que  
el corte tiene una altura total de 0.255 m. Este corte permite el  
paso de la flecha que carga y transmite la rotación a los discos.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

El nivel de plantilla de las bases para la chumacera estará 0.11 m más alto que el nivel del agua, 1.31 m más alto que el nivel de plantilla del fondo del tanque y 0.29 más bajo del nivel de los muros del tanque.

El fondo del tanque tendrá unos chaflanes de 0.50 m de alto y 0.70 m de ancho, lateralmente a lo largo de todo el tanque, con objeto de evitar la acumulación de los flóculos.

Por lo tanto el tiempo de residencia será, de acuerdo al siguiente cálculo.

Volumen total mojado

$$V_{bt} = (2.90 \text{ m})(5.00 \text{ m})(1.20 \text{ m}) = 17.4 \text{ m}^3$$

Volumen de las mamparas

$$V_{mam} = 3(2.90 \text{ m})(0.05 \text{ m})(1.20 \text{ m}) = 0.522 \text{ m}^3$$

Volumen sumergible de los discos

$$V_{dt} = (260)(\pi)(1.2 \text{ m}^2)(0.006 \text{ m})(0.4) = 2.82 \text{ m}^3$$

Volumen de los chaflanes

$$V_{ch} = 2(0.50 \text{ m})(0.70 \text{ m})(5 \text{ m})/2 = 1.75 \text{ m}^3$$

Volumen Libre

$$V_B = 17.4 - 0.522 - 2.82 - 1.75 = 12.30 \text{ m}^3$$



NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Tiempo de contacto

Para  $Q_{max} = 12.30 / (8 * 3.6) = 0.43$  horas

Para  $Q_{med} = 12.30 / (2 * 3.6) = 1.71$  horas

Para  $Q_{min} = 12.30 / (1 * 3.6) = 3.41$  horas

Las características del equipo de biodiscos, son las siguientes:

Motorreductor de 5 HP, 12 RPM, 350 kg-mm.

Catarina impulsada de 105 dientes, paso 100 de tres ramales.

Cadena de transmisión paso 100, tres ramales remachada, cc  
candado de cierre.

Tres chumaceras bipartidas de 5 pulgadas de diámetro de flecha,  
con baleros de rodillos, autoalineables, manguito o buje de  
fijación.

Diámetro de discos de 2.4 metros, en cuatro paquetes uniformemente  
distribuidos. Superficie de película biológica equivalente a 2,300  
metros cuadrados

Las características del influente son:

Tubo de 4 pulgadas de diámetro, con codo terminal que descarga en  
la parte superior del muro común con el sedimentador, en la  
primera etapa.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Las características del efluente son:

Canal rectangular de 0.10 de ancho a 1.20 m de altura en el muro común con el sedimentador con un pendiente inicial hacia el sedimentador de 0.035.

El tanque de biodisco llevará una cubierta metálica con primario epóxico en la parte interior y con pintura primaria y esmalte apóxico en la parte exterior, la cubierta tendrá 1.45 metros de radio y 5.0 metros de largo, con cuatro ventanas distribuidas para que cada ventana quede al centro de cada paquete, lo cual permitirá realizar observaciones sobre la película biológica. La cubierta contará con dos tubos de ventilación y tanto estas ventilaciones como las ventanas contarán con protecciones de malla de mosquitero.

Las mamparas serán prácticamente de la misma altura de los muros del tanque, los orificios de comunicación entre etapas se colocan en la parte inferior y en forma alternada junto a los chaflanes longitudinales, para favorecer que el flujo sea en "zig-zag". Como la entrada es cercana al muro del sedimentador secundario, la comunicación entre la primera y segunda etapas, será el fondo junto al chaflan longitudinal o puerto al sedimentador secundario, la comunicación entre la segunda y tercera y cuarta etapas será opuesta al sedimentador secundario, para que finalmente el efluente sea del lado del sedimentador secundario. "detalles de comunicación entre etapas" en el plano funcional CEE-4, Biodiscos.

NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

Las mamparas central que separa la segunda y tercera etapas, tendrá una columna central sobre la que se apoyará la flecha, esta columna mide 0.60 m de largo, 0.25 m de ancho y 1.31 m de altura, esta base podrá contar con unas tapas laterales de acrílico con dos perforaciones en la parte inferior para drenado en el supuesto caso que acumule agua por condensación o porque los paquetes de discos al girar provoquen que caiga agua en la base de la Chumacera, lo cual se pretende evitar con las tapas de acrílico. Ver Detalle de la base de la chumacera central y detalle del corte en muros, mamparas y tapas de acrílico en el plano funcional CEE-4, Biodiscos.

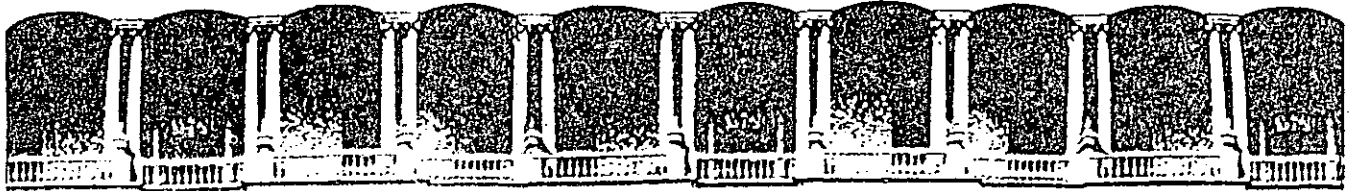
NOTAS DEL CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

EJEMPLO: BIODISCOS PARA DOS LITROS POR SEGUNDO DE AGUAS  
RESIDUALES DOMESTICAS

RESUMEN

**BIODISCOS**

NUMERO DE UNIDADES	1
AREA HORIZONTAL UTIL	14.50 m <sup>2</sup>
LARGO INTERIOR TOTAL	5.00 m
ANCHO INTERIOR TOTAL	2.90 m
ALTURA UTIL	1.20 m
LARGO TOTAL	5.30 m
ANCHO TOTAL	3.10 m
BORDO LIBRE	0.40 m
ALTURA TOTAL	1.60 m
ALTURA MAXIMA DE CHAFLANES	0.50 m
ANCHO TOTAL DE CHAFLANES	0.70 m
ANCHO DE PASO ENTRE CAMARAS	0.70 m
LARGO DE PASO ENTRE CAMARAS	0.12 m
ANCHO DE BASE DE CHUMACERAS	0.25 m
LARGO DE BASE DE CHUMACERAS	0.60 m
ALTO DE BASE DE CHUMACERAS	1.31 m
ESPESOR DE MAMPARAS	0.05 m
ANCHO DE CORTE PARA LA FLECHA	0.15 m
ALTURA DE CORTE RECTANGULAR P/FLECHA	0.18 m
ALTURA DE CORTE CIRCULAR	0.075 m



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  
DEL 30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992.

S E D I M E N T A C I O N .

M. EN I. GASTON MENDOZA GAMEZ

## SEDIMENTACIÓN

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 comúnmente de concreto reforzado.

- 2) Secciones: circular, cuadrada o rectangular

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.

Ecuaciones para el análisis:

$$\text{General: } v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C_D} \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) d} \quad (1)$$

$$\text{Stokes } v_s = \frac{1}{18} \frac{g}{\mu} (\rho_s - \rho) d^2 \quad (2a)$$

$$\text{ó } v_s = \frac{1}{18} \frac{g}{\nu} (S_s - 1) d^2 \quad (2b)$$

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)

$\rho_s$  densidad de masa de la partícula

$\rho$  densidad de masa del líquido

$S_s$  densidad relativa partícula-líquido.

$\mu$  viscosidad absoluta (dinámica)

$\nu$  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  $\frac{Q}{HW}$  (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:

$$V_o = \frac{Q}{LW} \quad , \quad \text{o sea } V_o = \frac{Q}{As} \quad (10)$$

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.

$$V = \frac{Q}{2\pi rH} \quad (11)$$

$$\frac{dh}{dr} = \frac{V_o}{V} \quad (12)$$

quedando

$$\frac{dh}{dr} = \frac{2\pi rH V_o}{Q} \quad (13)$$

integrando:

$$\int_0^H dh = \frac{2\pi H V_o}{Q} \int_{r_1}^{r_0} r dr \quad (14)$$

resolviendo la integral

$$H = \frac{2\pi H V_o}{Q} \left[ \frac{r^2}{2} \right]_{r_1}^{r_0} \quad (15)$$

$$\text{o} \quad H = \frac{\pi H V_o}{Q} (r_0^2 - r_1^2) = \frac{H As V_o}{Q}$$

$$\text{quedando} \quad V_o = \frac{Q}{As} \quad (16)$$

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. Di metro = 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  $1^{\circ}\text{C}$  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 ( $\text{Kg/hora-m}^2$ )

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,  $G_l$ . 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:

$$A = \frac{M_t}{GL} = \frac{Q_o C_o}{GL} \quad (27)$$

donde

GL flujo límite

De la ec. (25):  $Q_u = \frac{M_t}{C_u}$ , y con las ecuaciones (24) y (26), se obtiene:

$$V_b = \frac{M_t}{C_u A} = \frac{GL}{C_u} \quad (28)$$

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, GL. 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  $G_l - G_s$ .

#### 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

$$C_s = \frac{Q}{A_s} = \frac{v}{tr \cdot L \cdot a} = \frac{L \cdot a \cdot H}{L \cdot a \cdot tr}$$

$$C_s = \frac{H}{tr} \quad (29)$$

- 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:

$V_{sc}$ ,  $V_o$ ,  $\theta$ ,  $L$ ,  $Sc$

donde

$V_{sc}$  Velocidad de sedimentación crítica

$V_o$  Velocidad promedio del flujo a través de un sedimentador ( $\frac{l}{t}$ )

$\theta$  Angulo de inclinación del sedimentador

$L$  Longitud relativa del sedimentador

$$L = \frac{l}{e}$$

donde

$l$  longitud del sedimentador

$e$  Profundidad de un sedimentador

$S_c$  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

$$S_c = \frac{V_{sc}}{V_o} (\sin \theta + L \cos \theta) \quad (31)$$

Valores prácticos:

$L =$  De 20 a 40

$\theta = 5^\circ$  a  $60^\circ$

$NR < 500$  (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.

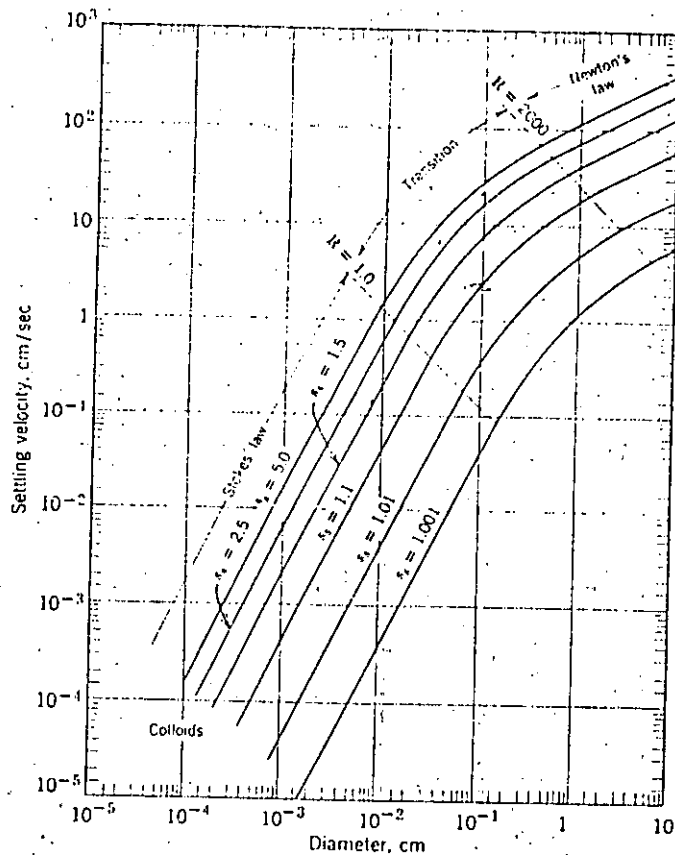
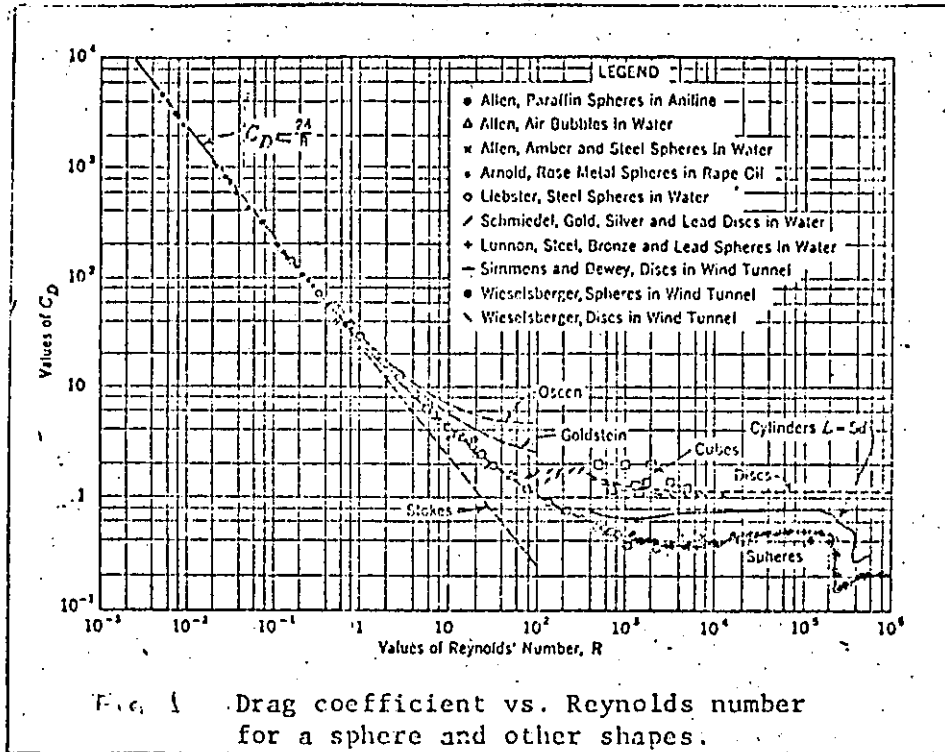


FIG. 2 Settling and rising velocities of discrete spherical particles in quiescent water at 10 C. For other temperatures, multiply the Stokes values by  $\nu/(1.31 \times 10^{-2})$ , where  $\nu$  is the kinematic viscosity at the stated temperature.



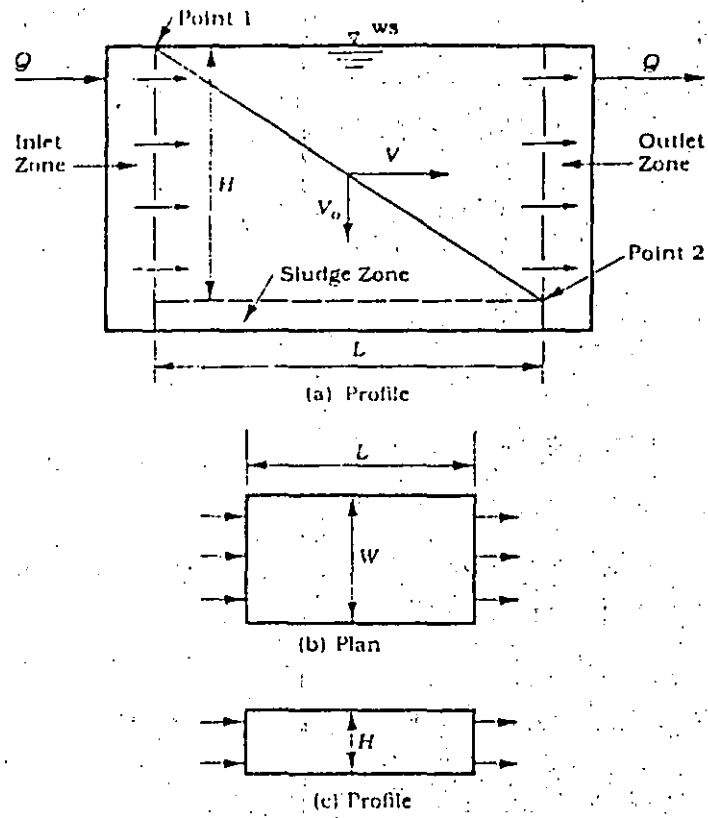


FIG 4 Ideal Circular Settling Basin

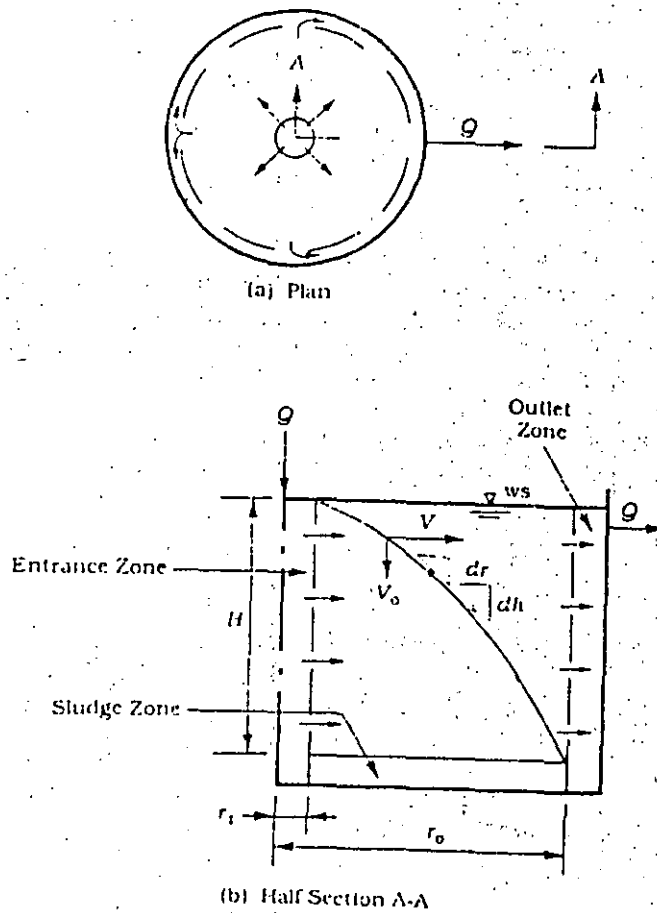


FIG 5 Profile through an Ideal Rectangular Basin

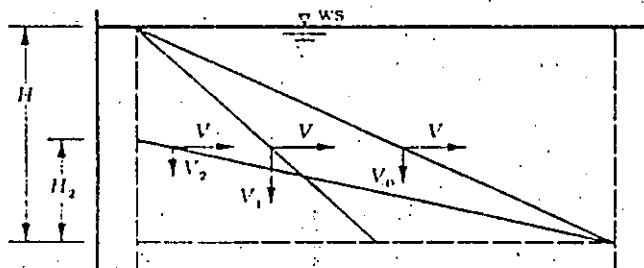


FIG 6 Half Section through an Ideal Circular Basin

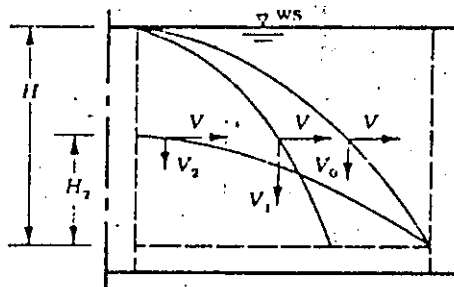


FIG 7 Type I Settling Curve

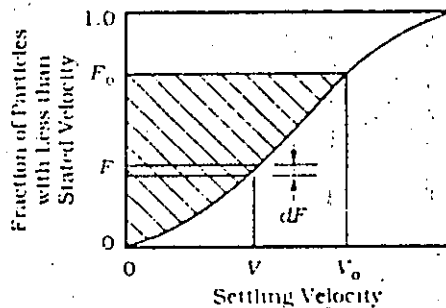


FIG. 8 Batch Settling Column Details for Type II Settling

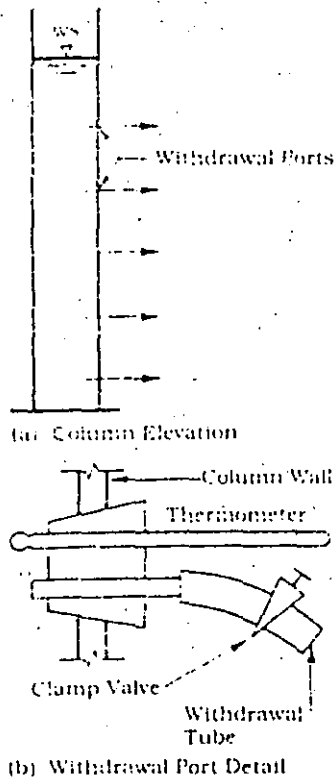


FIG. 9 Graph Showing Suspended Solids Removal (as a Percent) at Various Depths and Settling Times

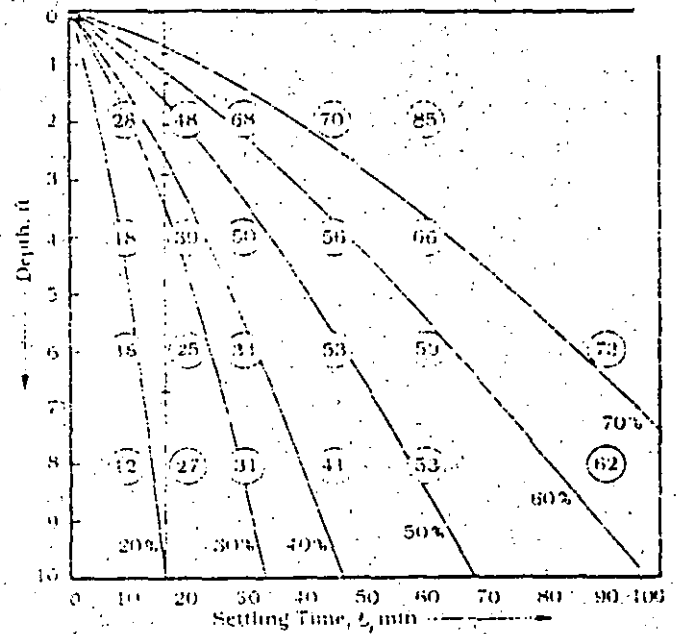


FIG. 10 Suspended Solids Removal versus Detention Time.

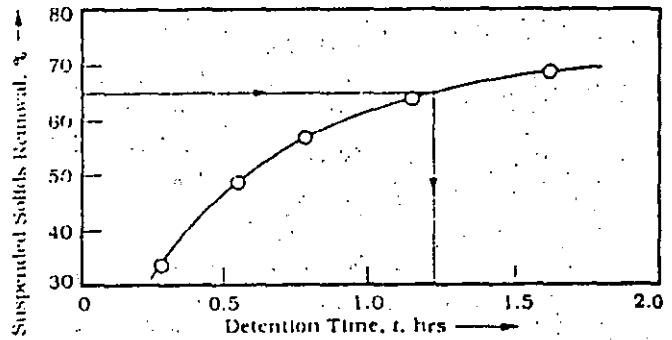


FIG. 11 Suspended Solids Removal versus Overflow Rate

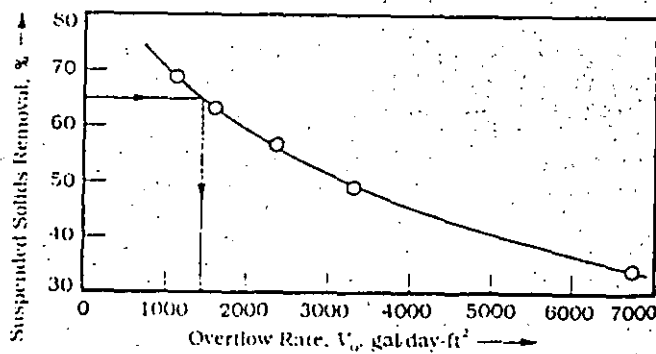


FIG. 12 Settling of a Concentrated Suspension

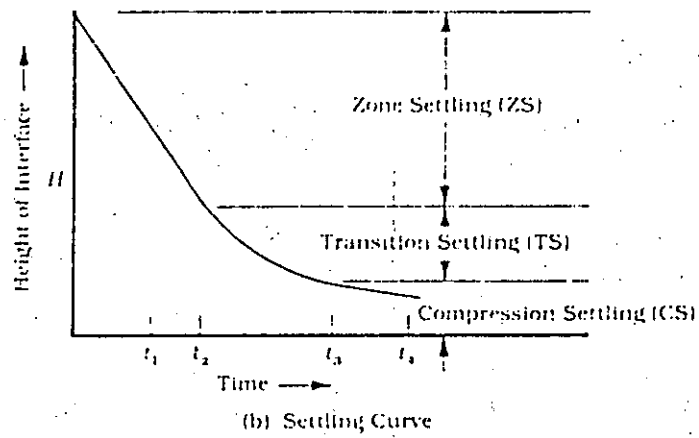
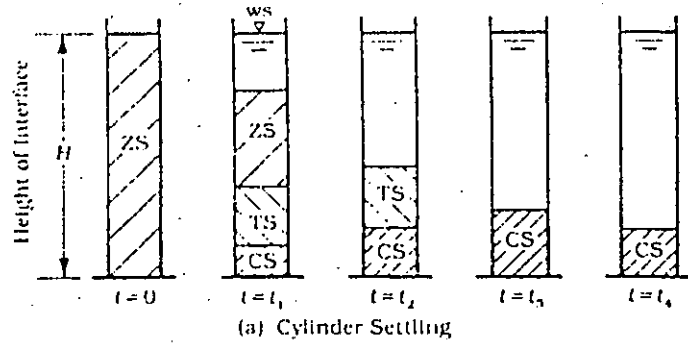


FIG. 13 Settling in a Final Clarifier for the Activated Sludge Process

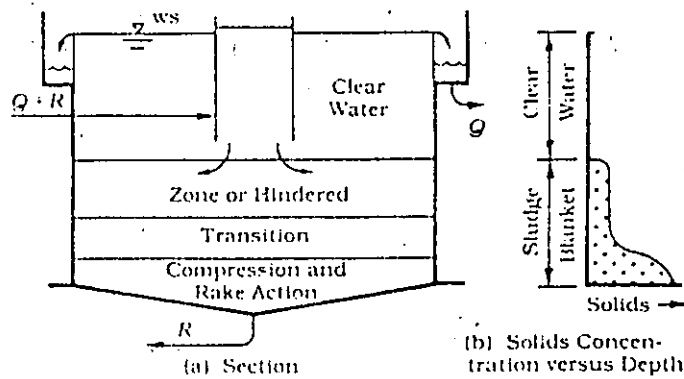


FIG. 14 Analysis of a Batch Settling Curve.  
Concentrated Suspension.

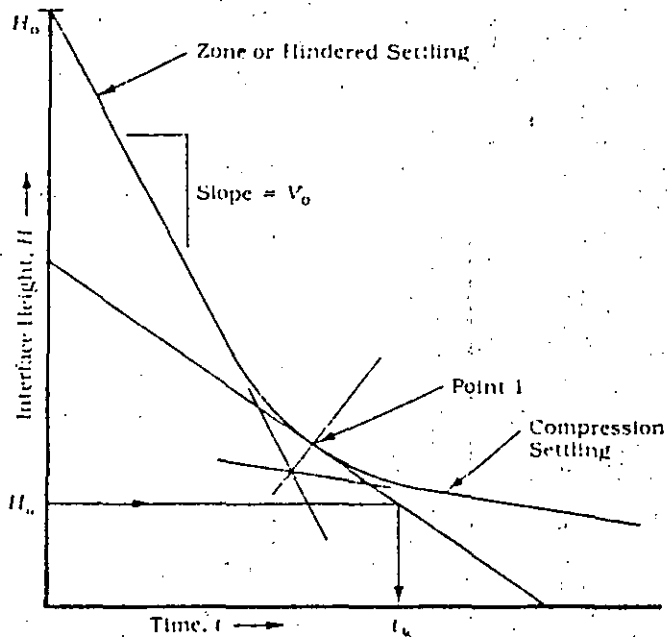


FIG. 15 Zone or Hindered Settling  
Velocity versus Solids Concentration

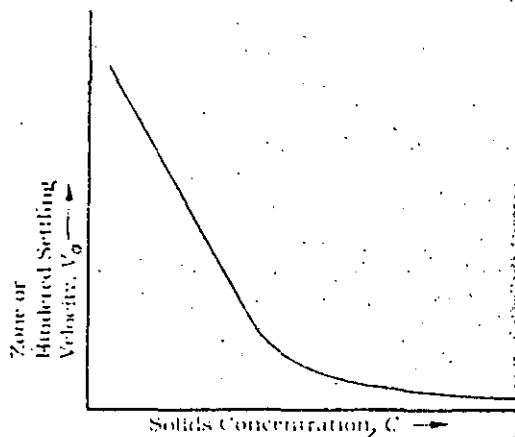


FIG. 16 Solids Flux versus Solids  
Concentration

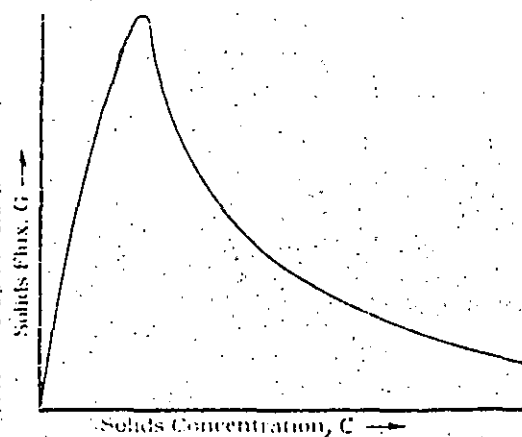


FIG 17 Solids Flux versus Solids Concentration

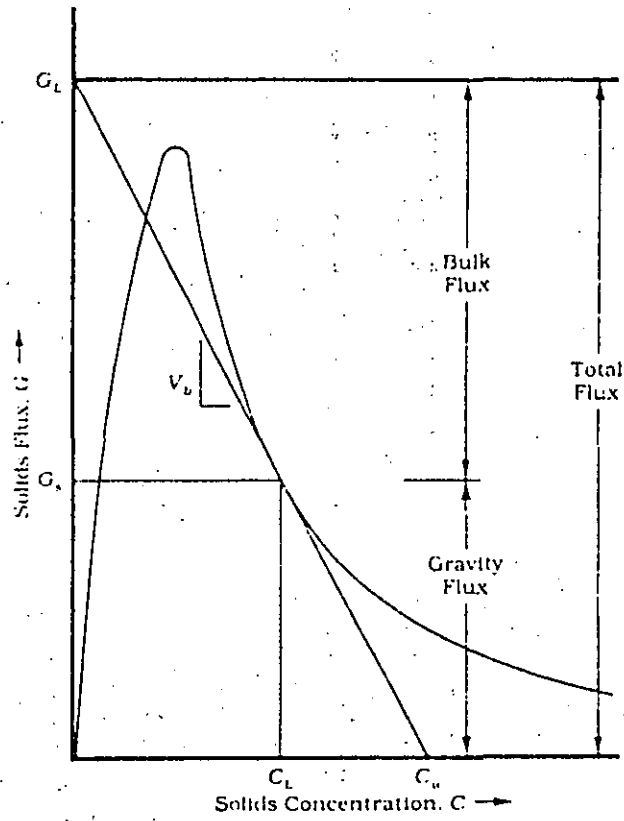


Fig 18 Settling Basin Characteristics as Shown by Tracer Studies

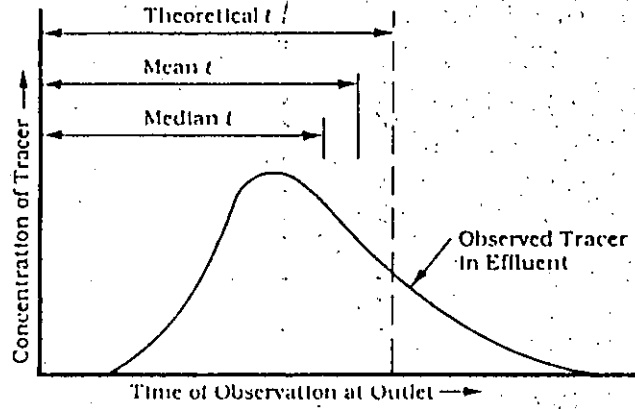
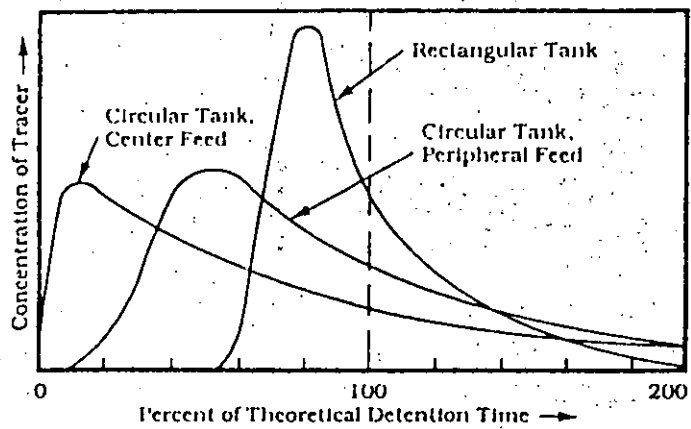
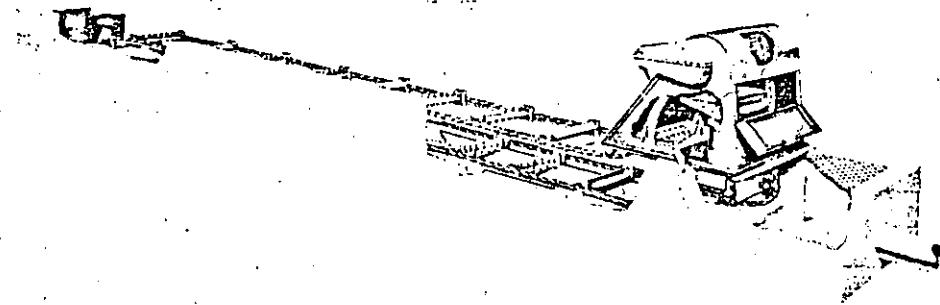
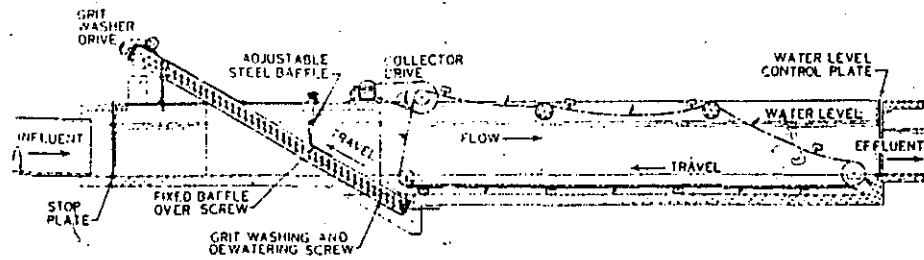
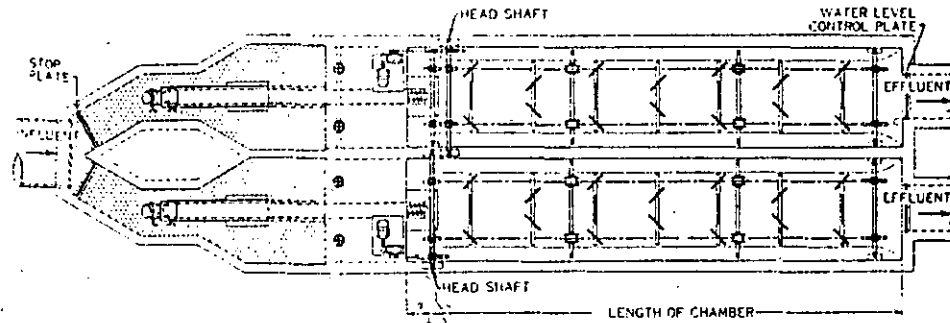


Fig 19 Tracer Studies on Circular and Rectangular Settling Tanks





(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 variable channel grit collector. [From Ref. 8. Used with permission of Water Pollution Control Federation, and American Society of Civil Engineers.]



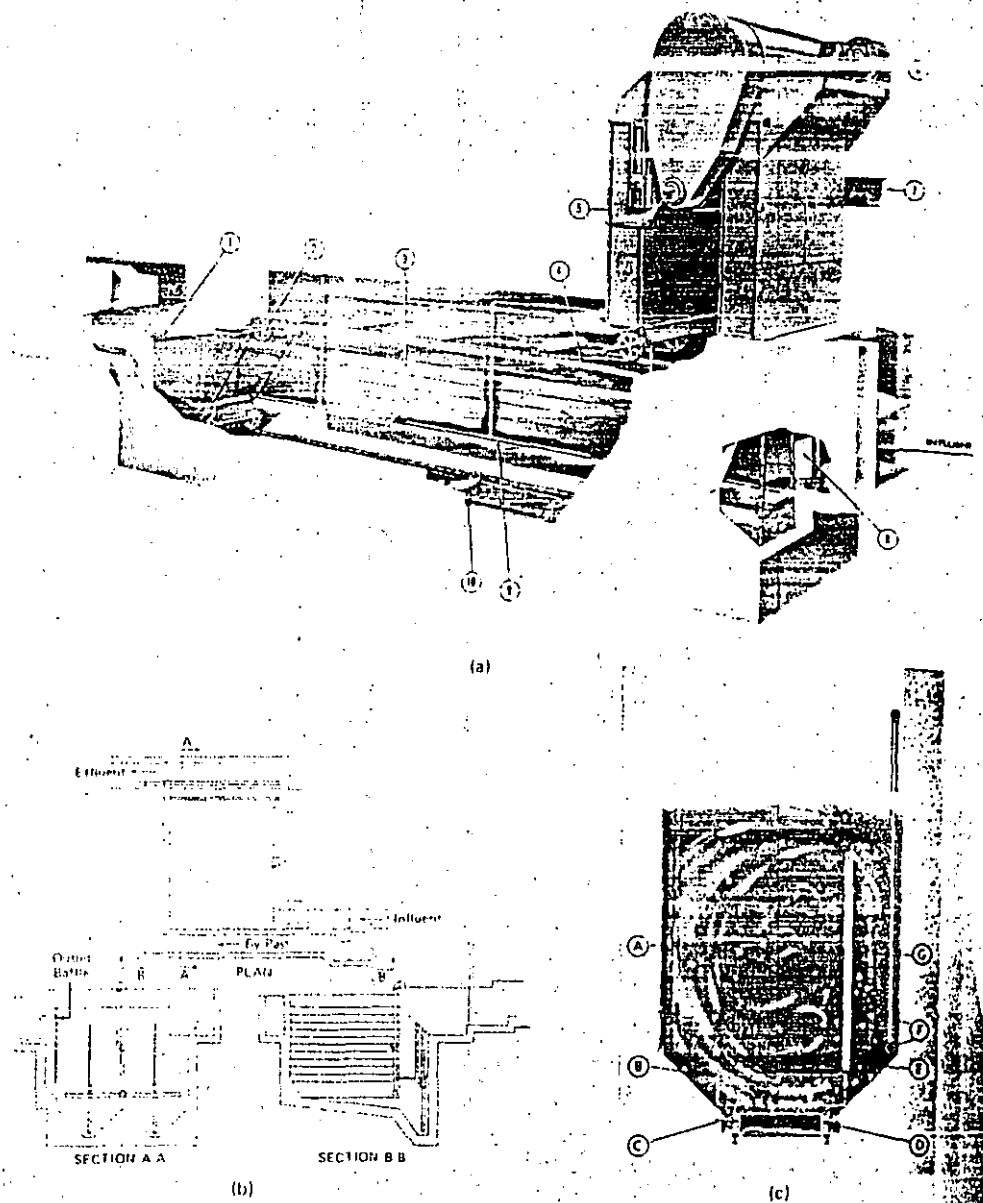
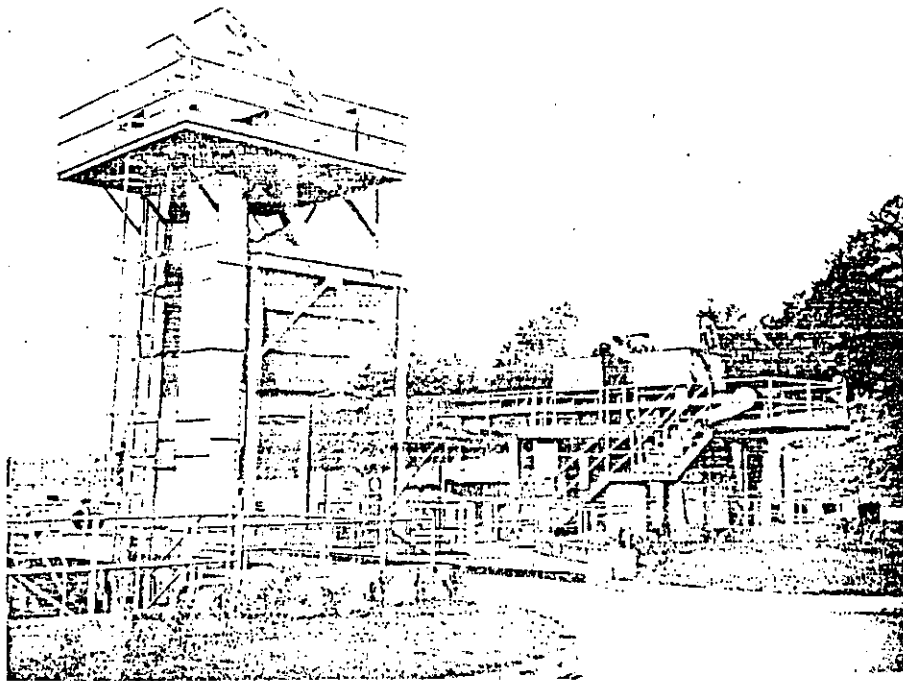


Figure 1. Details of Aerated Grit Chamber. (a) Components of aerated grit removal facility. 1. Effluent weir 2. Sprockets 3. Wooden circulation baffle 4. Guided chain support 5. Housing 6. Motorized drive unit 7. Screw conveyor 8. Inlet baffle 9. Air inlet pipe and headers 10. Chain and bucket collector mechanism. (Courtesy Envirex Inc., a Rexnord Company.) (b) Aerated grit chamber inlet and outlet arrangement. [From Ref. 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.



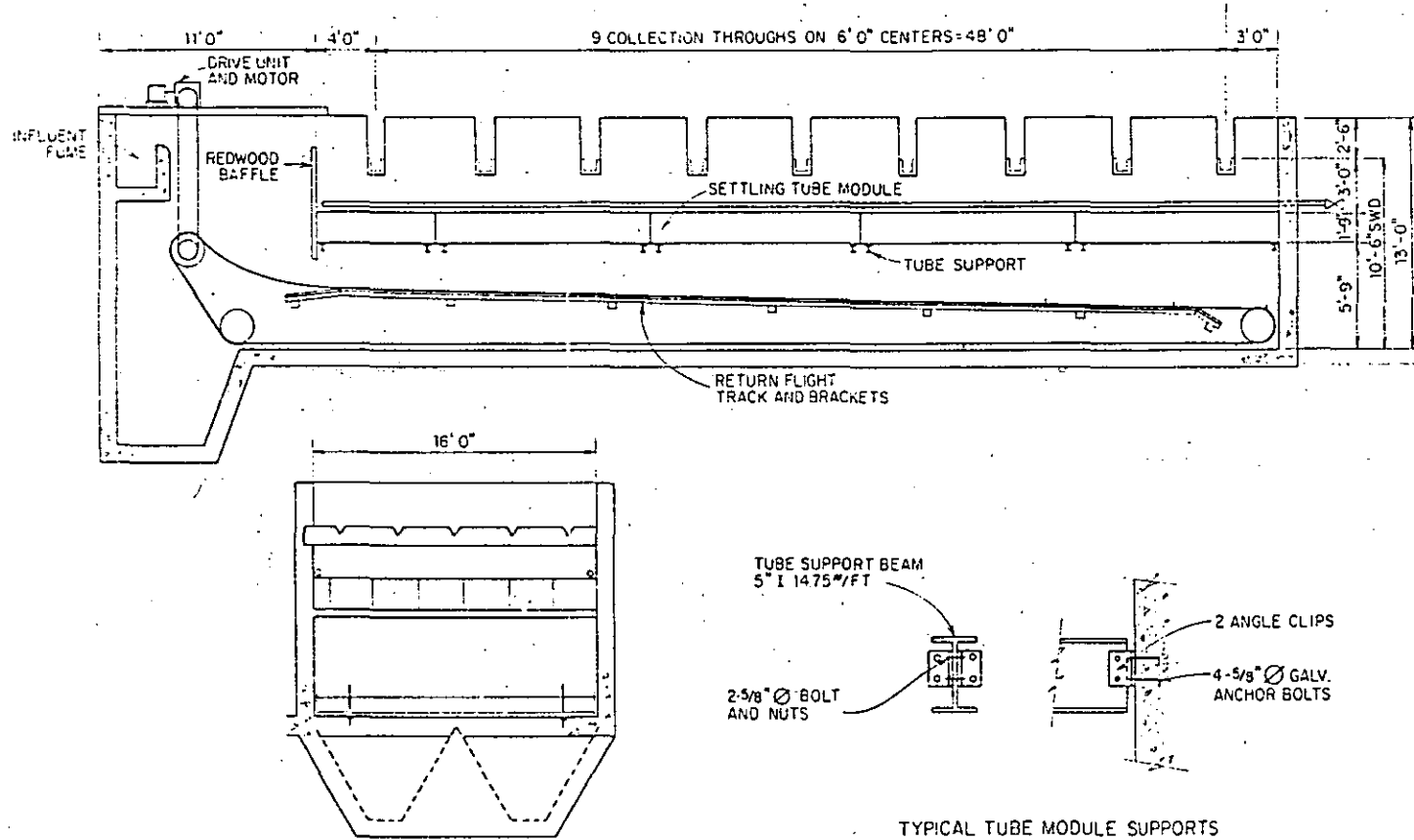
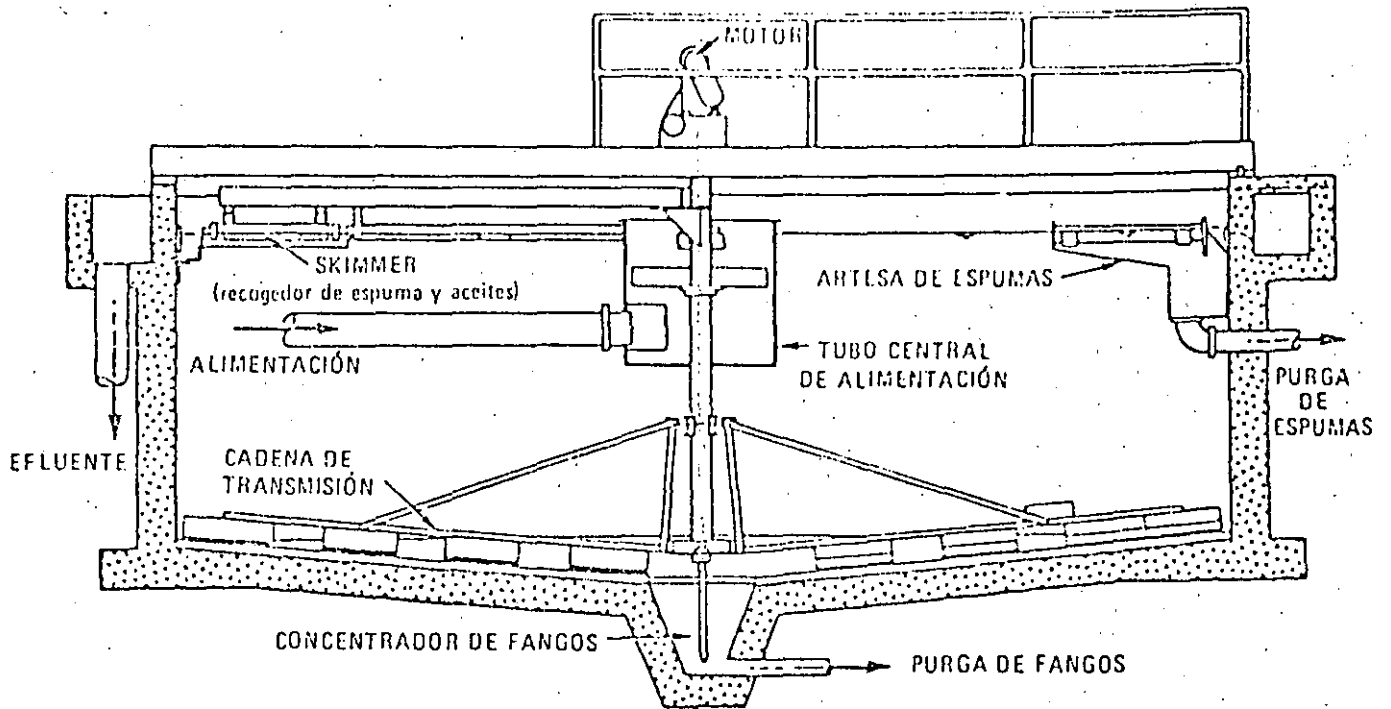


Figure Cross section of typical tube clarifier for clarification of chemically coagulated secondary effluent. (Courtesy Neptune Microfiloc, Inc.)



Diseño de un clarificador circular. (Cortesía de Walker Process equipment.)

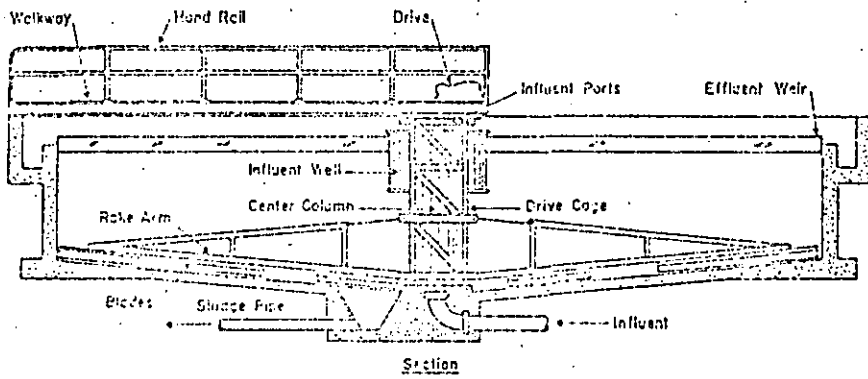
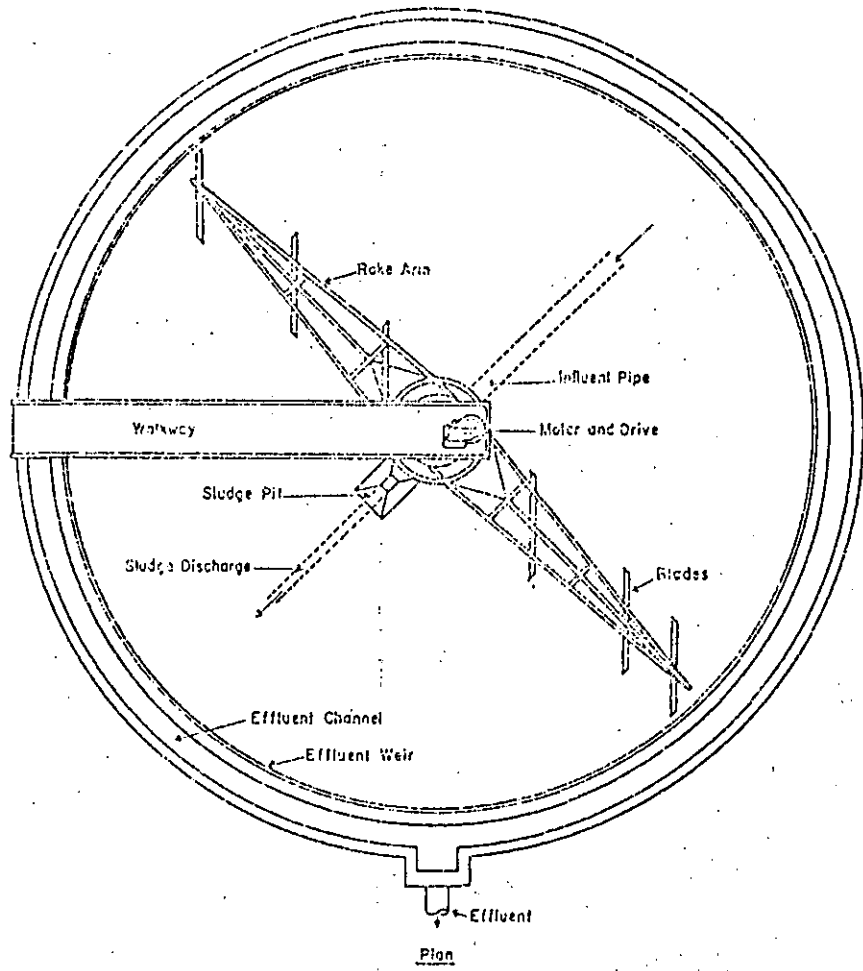


Fig. Typical Plan and Section of a Circular Center-Feed Clarifier

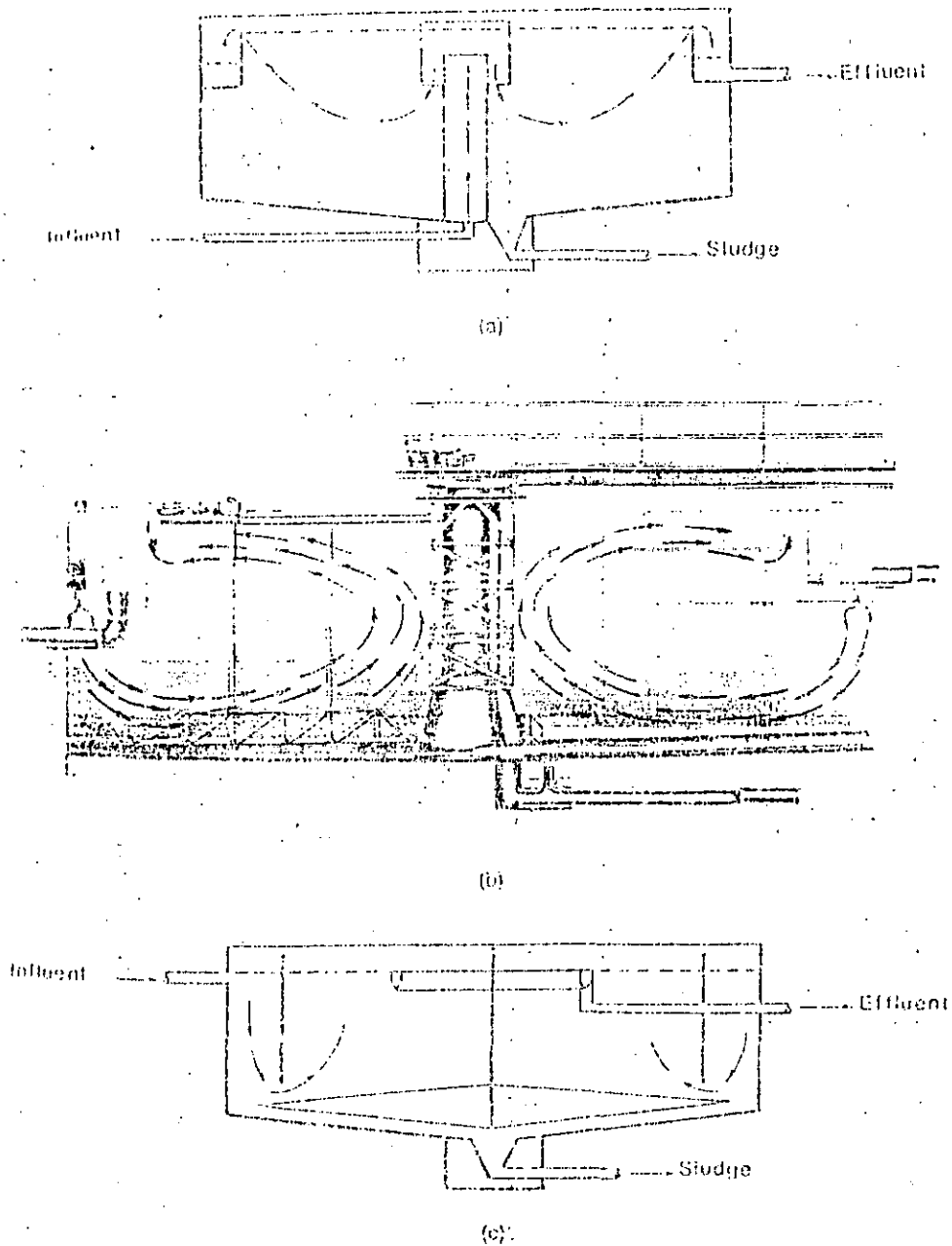
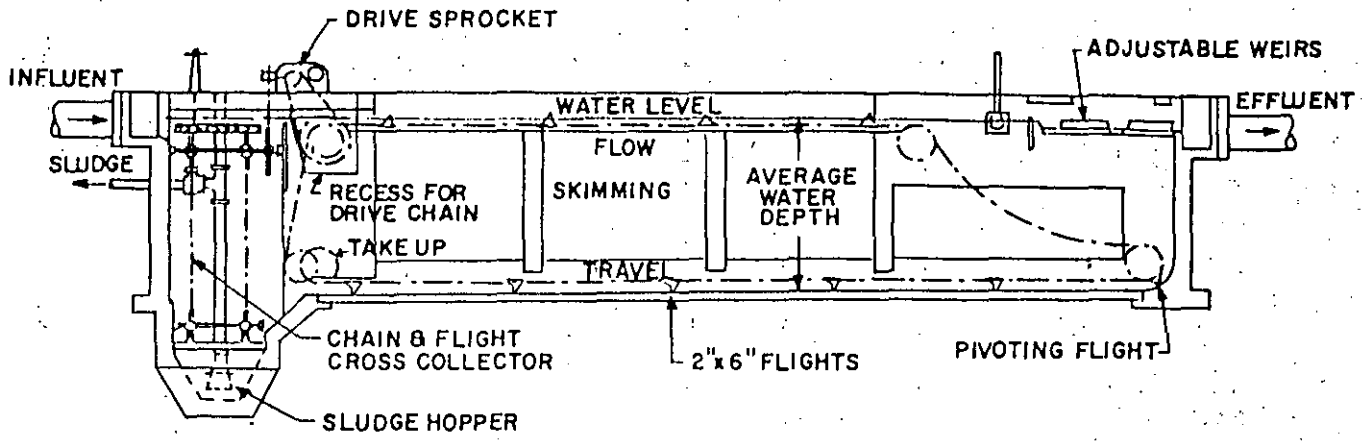
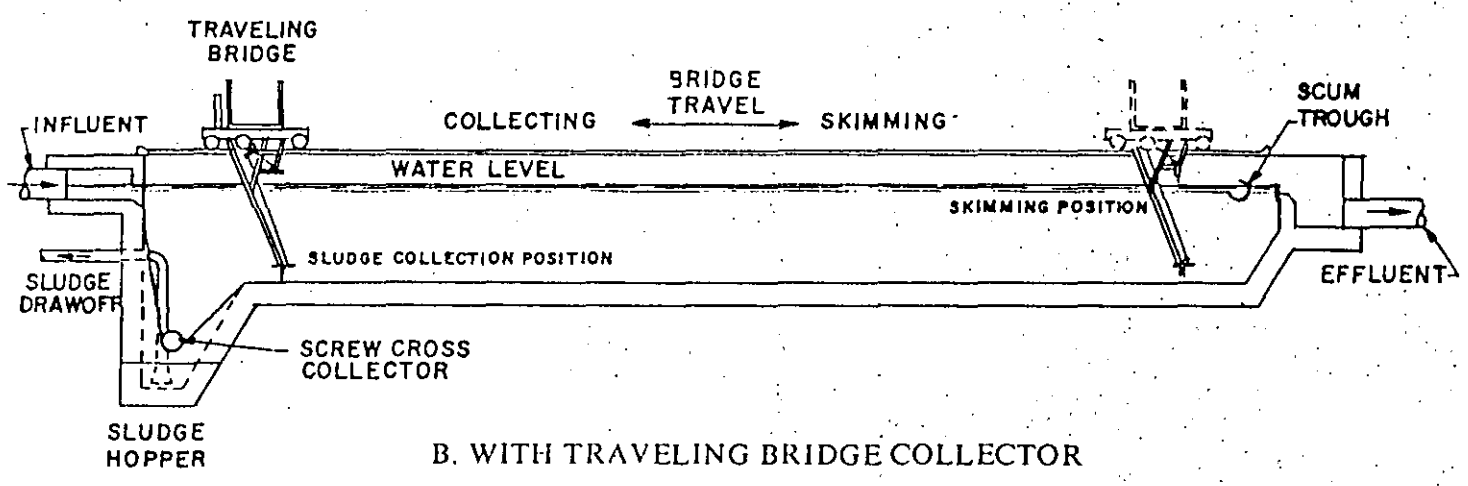


Figure Influent and Effluent Structures for Circular Clarifiers. (a) Circular clarifier with center feed. (b) Peripheral feed circular clarifier with effluent and influent channels separated by a skirt. (Courtesy Envirax Inc., a Flexnerd Company.) (c) Peripheral feed circular clarifier with effluent 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.)

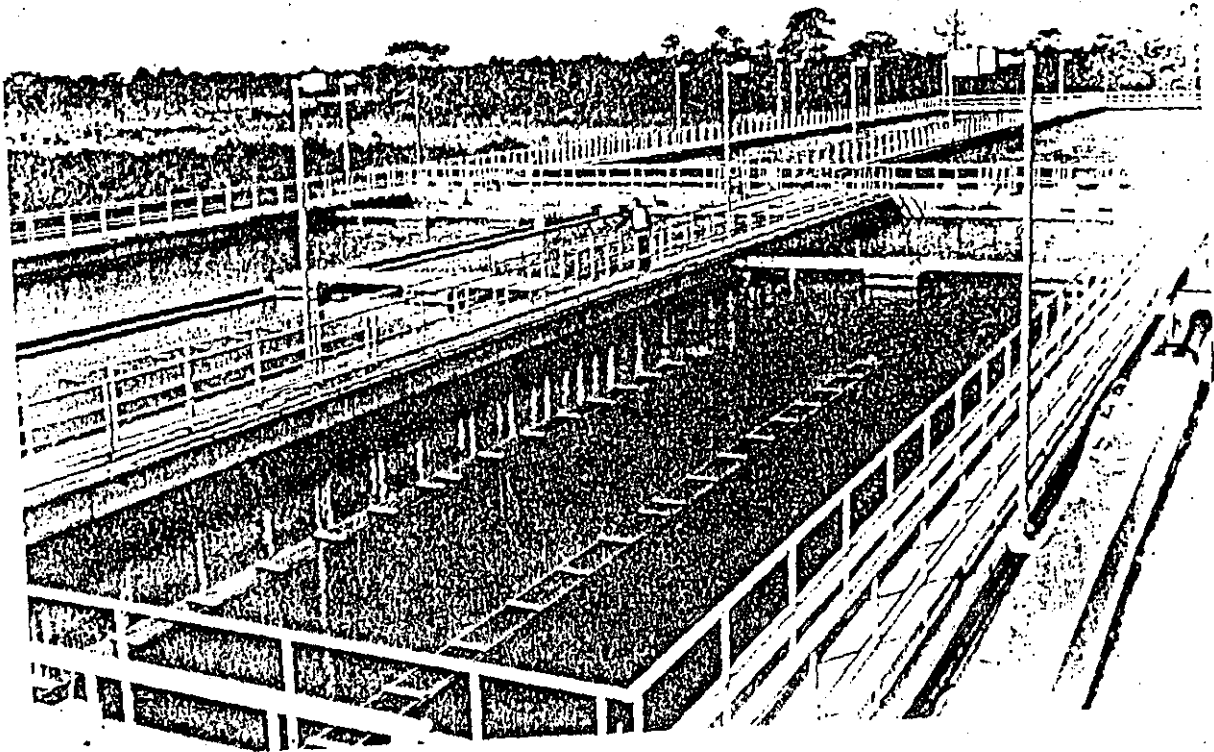


Figure Floating bridge siphon unit (courtesy Leopold/Clari-Vac Co.).



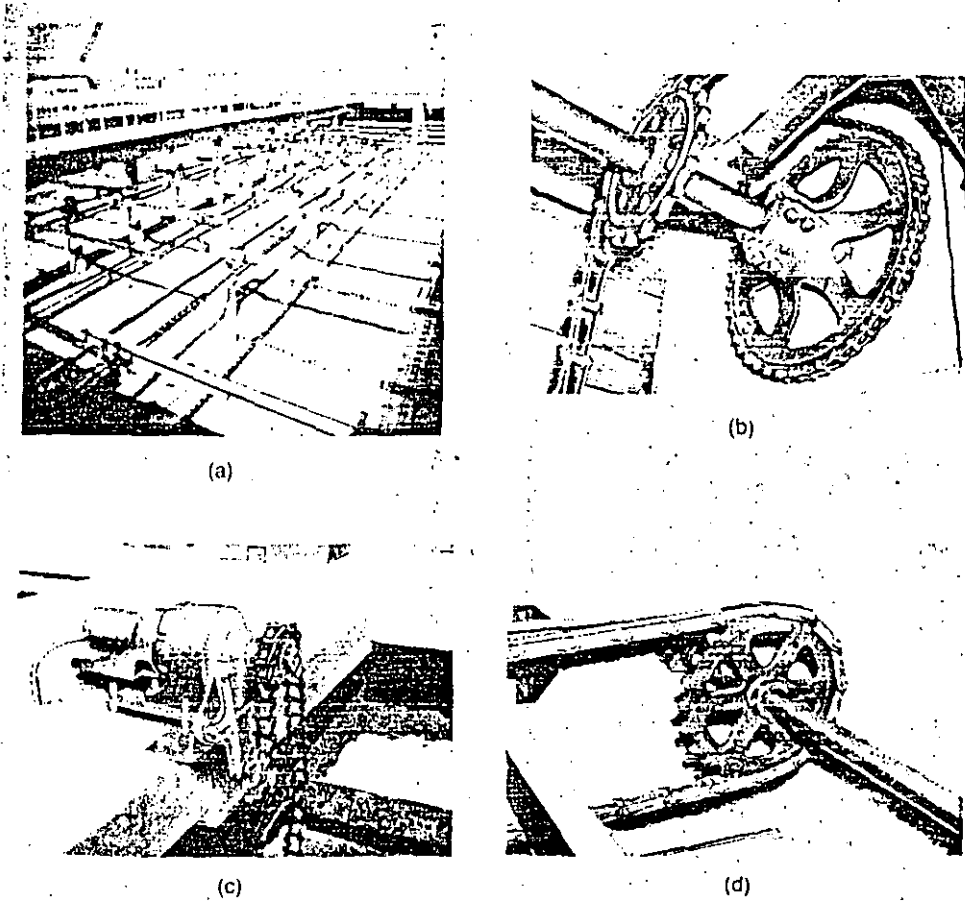
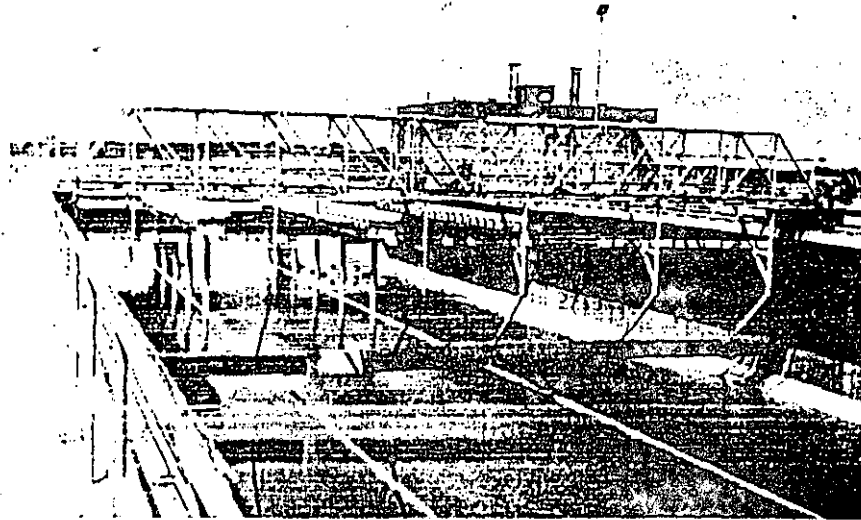
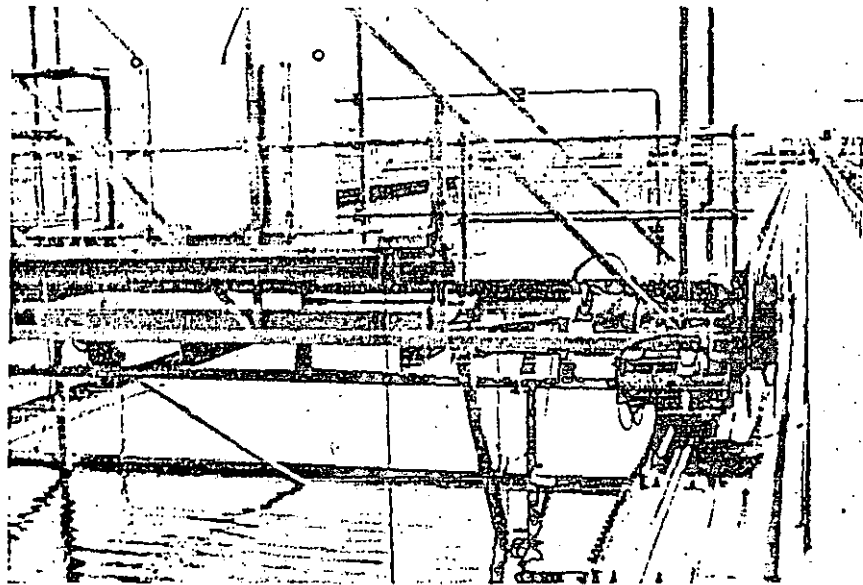


Figure Endless Conveyor Chain Details. (a) Conveyor sludge collectors with skimmer. (Courtesy Envirex Inc., a Rexnord Company.) (b) Drive sprockets. (c) Chain drive with gear speed reducer. (d) Collector sprocket. (Courtesy FMC Corporation, Material Handling Systems Division.)

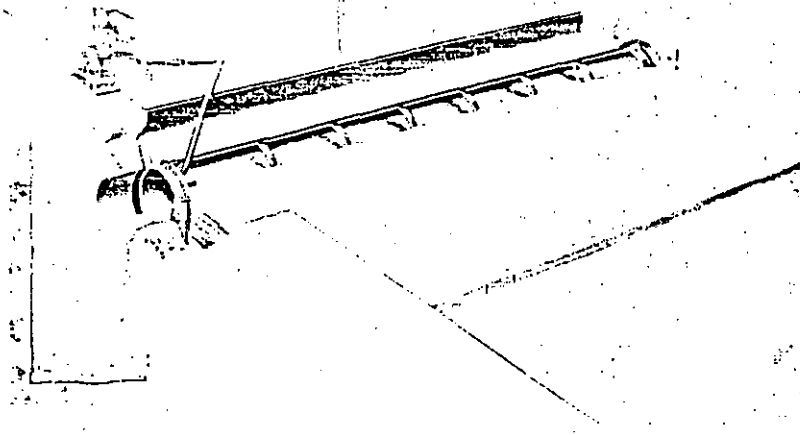


(a)



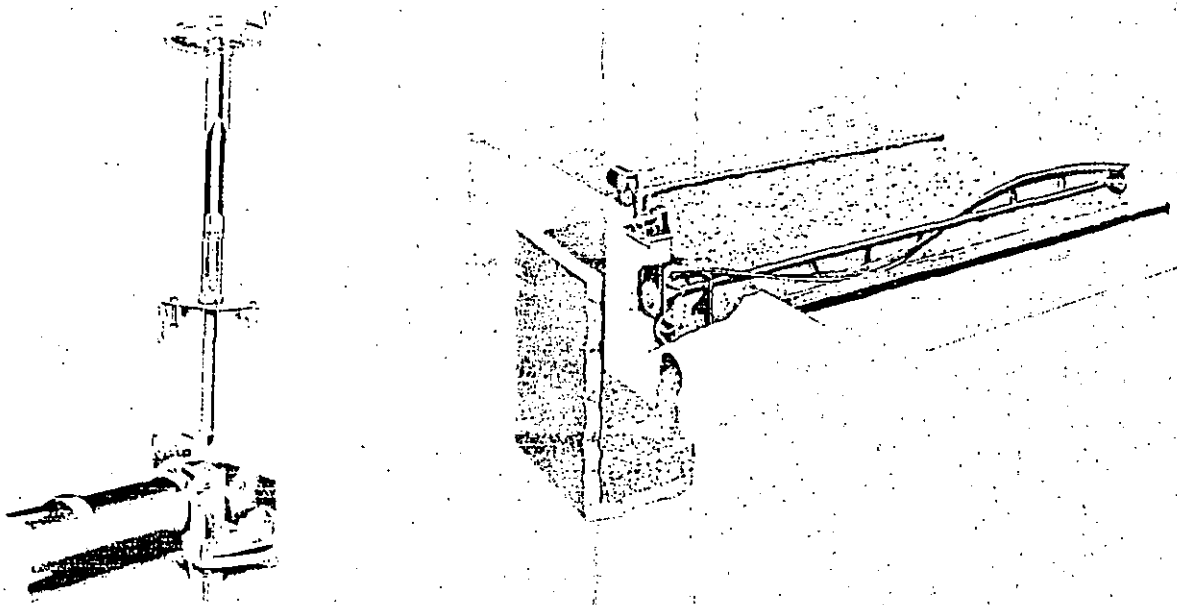
(b)

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)

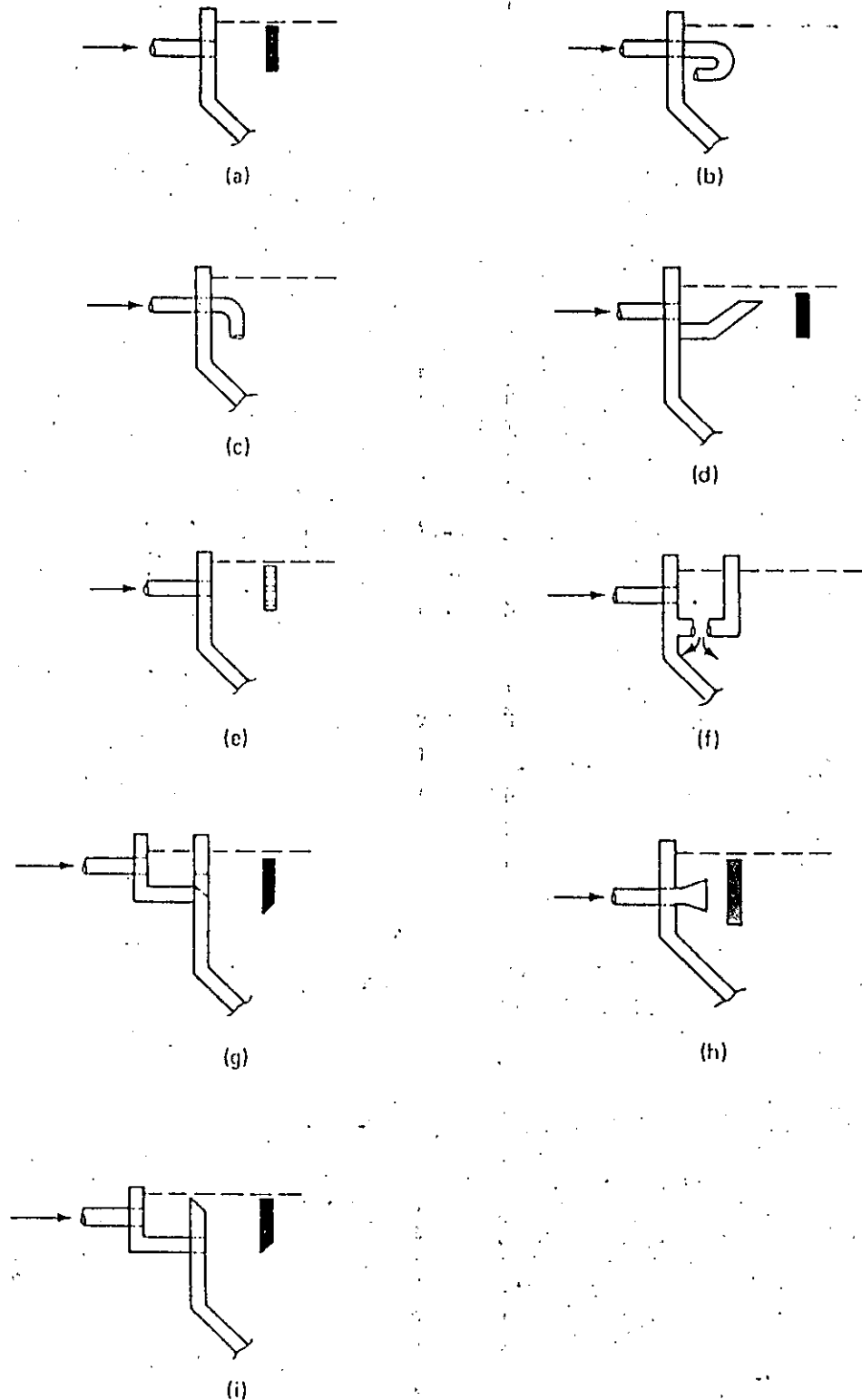
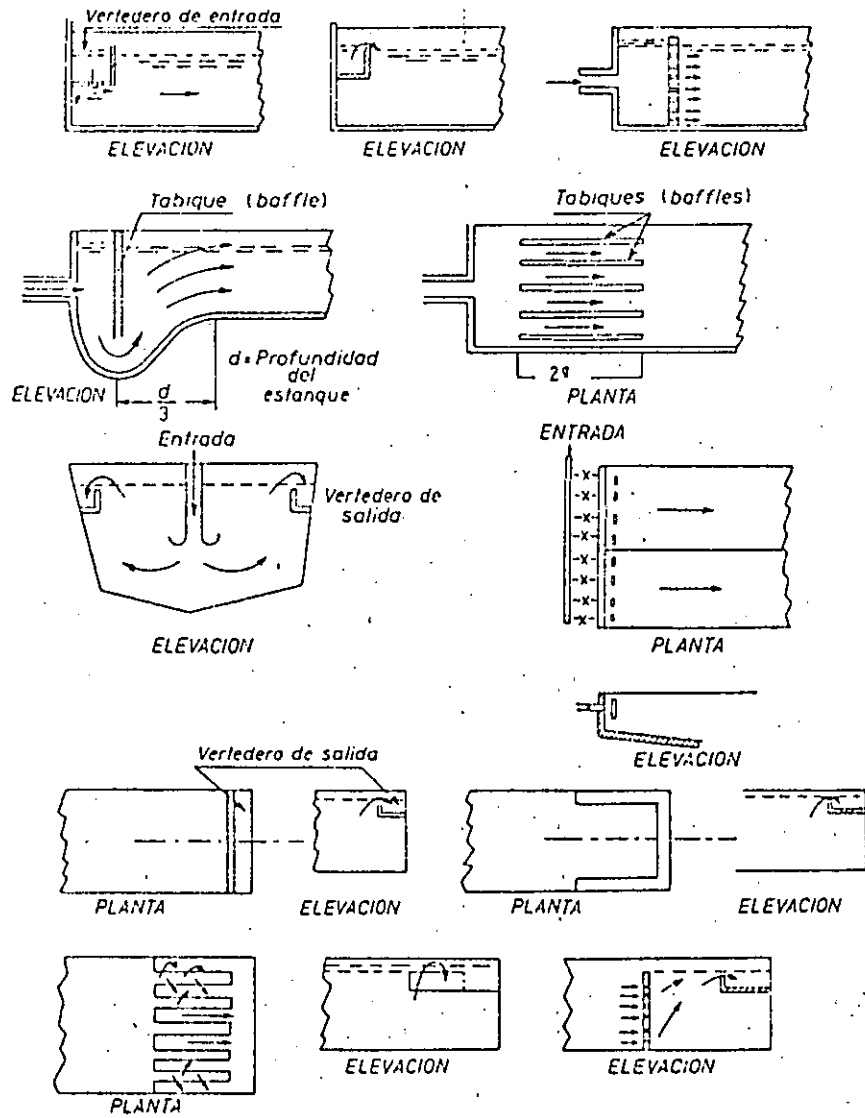


Figure Details of Influent Structures for Rectangular Sedimentation Basin. (a) Inlet pipes discharging against a baffle. (b) U-shape elbow discharging against the wall. (c) A series of inlet pipes spaced across the width with turned elbow. (d) An inclined weir with baffle. (e) Perforated baffle. (f) 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.

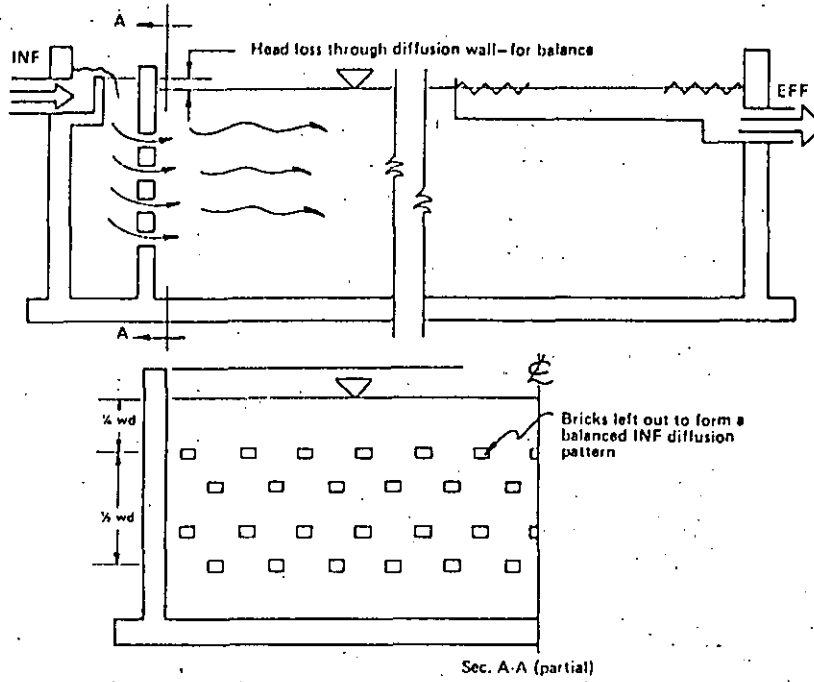


Figure Checkerwork influent diffusion wall.

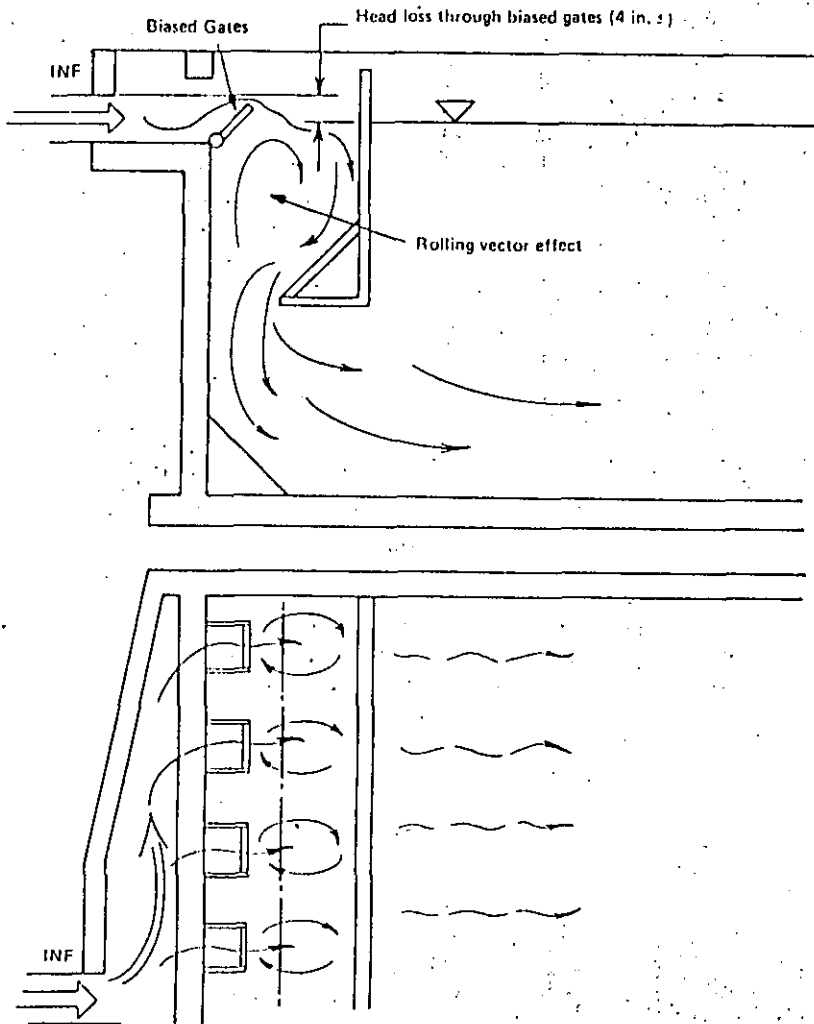


Figure Lateral inlet distribution with adjustable biased gates.

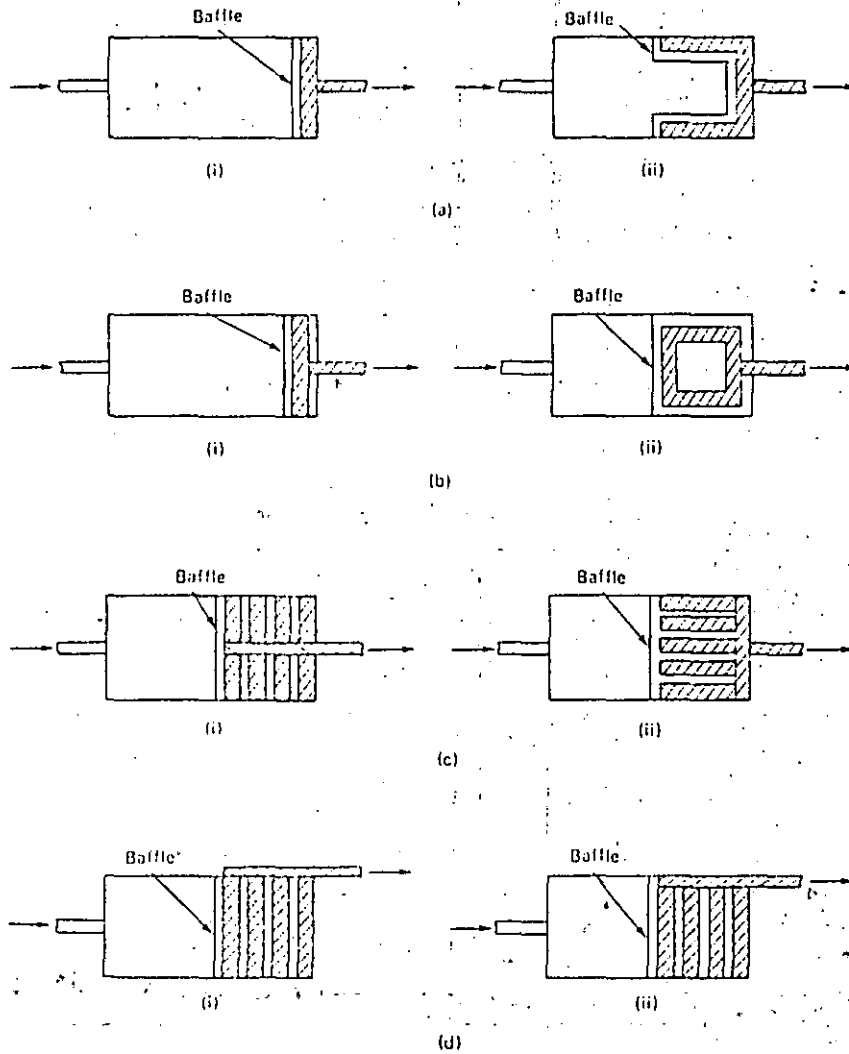
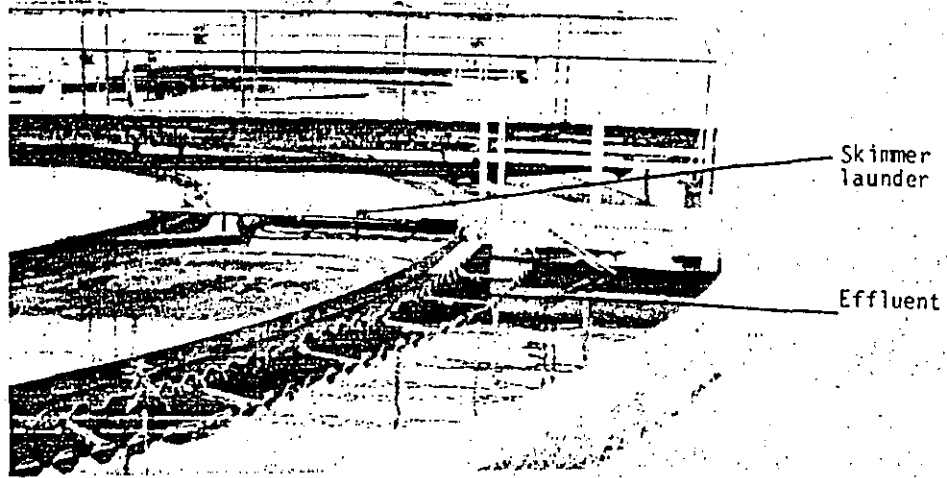
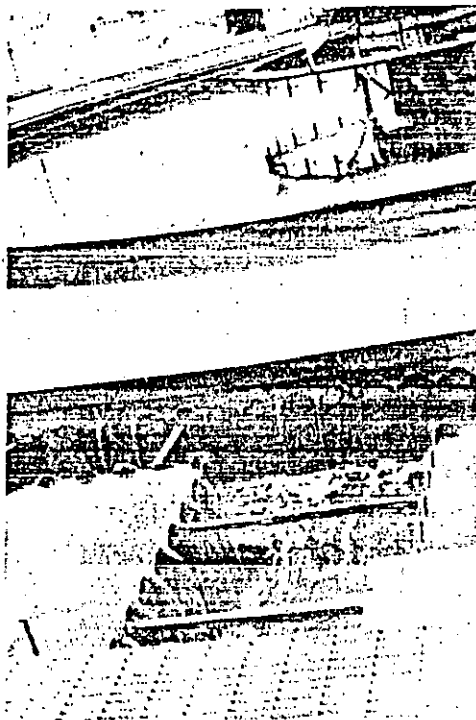


Figure Various Configurations of Effluent Structure Used for Rectangular Clarifiers.  
 (a) Single weir and trough (b) Double weirs and trough (c) Multiple weirs and troughs with outlet channel at the middle, and at the end (d) Multiple weirs and troughs with outlet channel at the side.



(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.



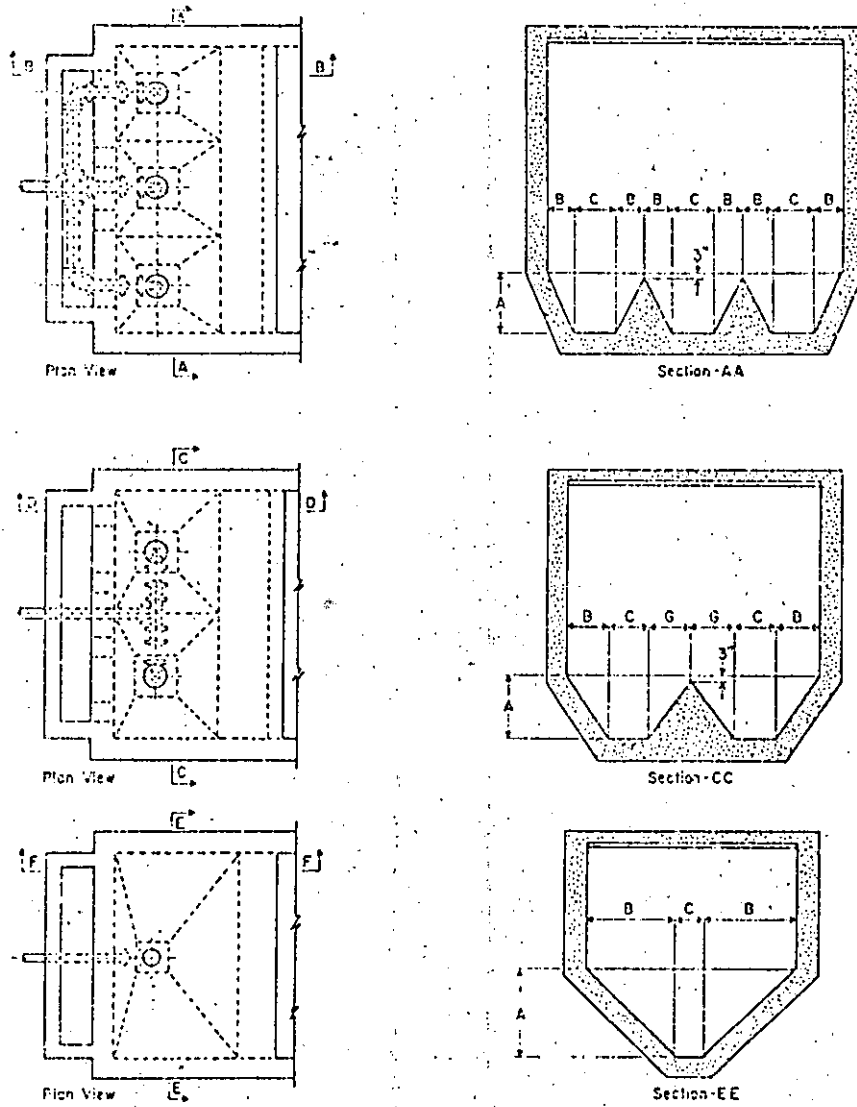


Fig. Typical Sludge Hopper Arrangements for Rectangular Basins  
 In some tanks, such as the ones above, the sludge is collected in combinations of one, two, or three sludge hoppers. Each hopper must be equipped with separate drawoff piping so each can be dewatered separately.

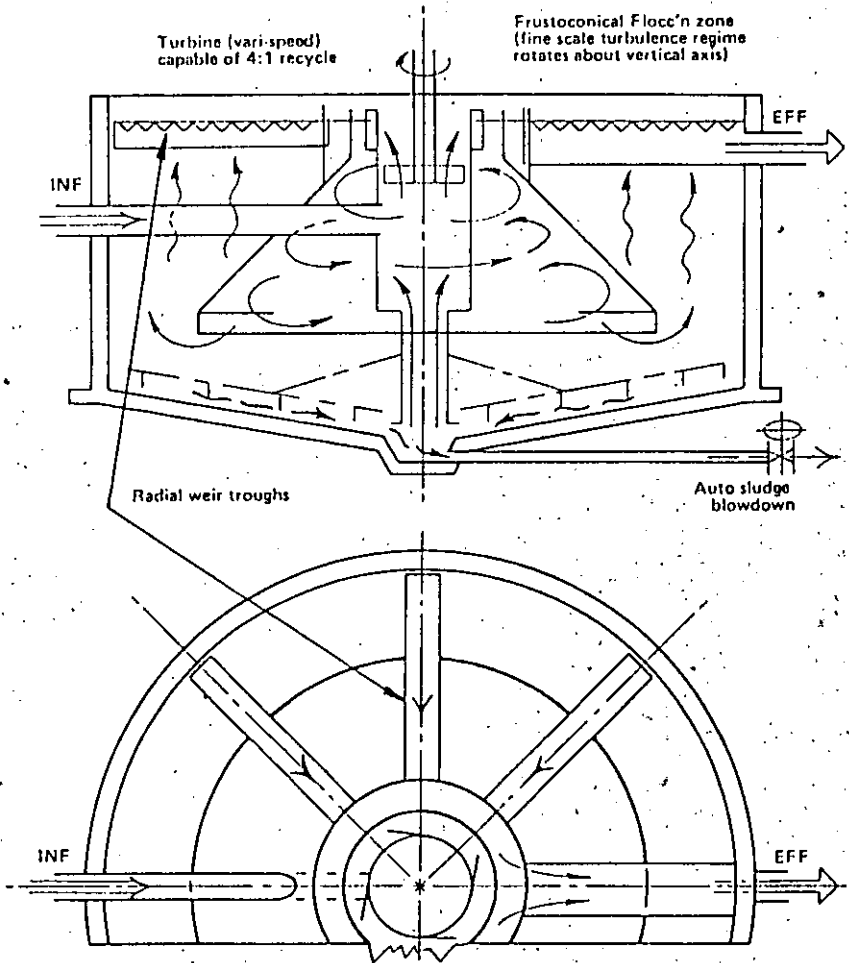


Figure Solids-contact basin (upflow basin).

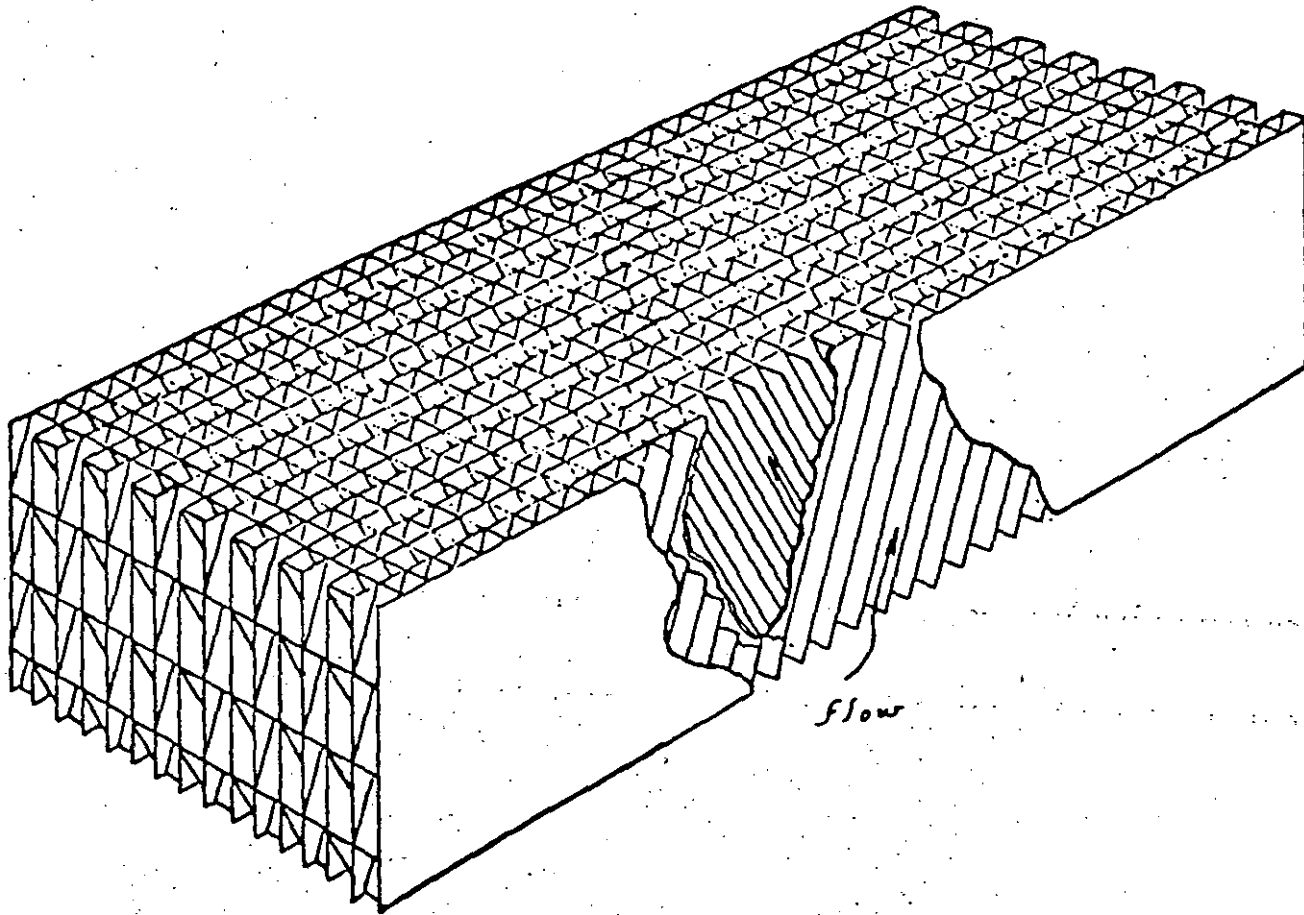
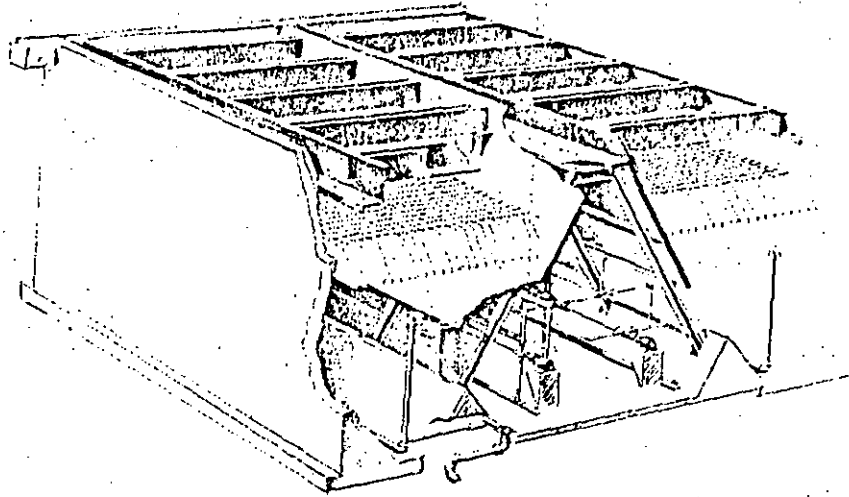
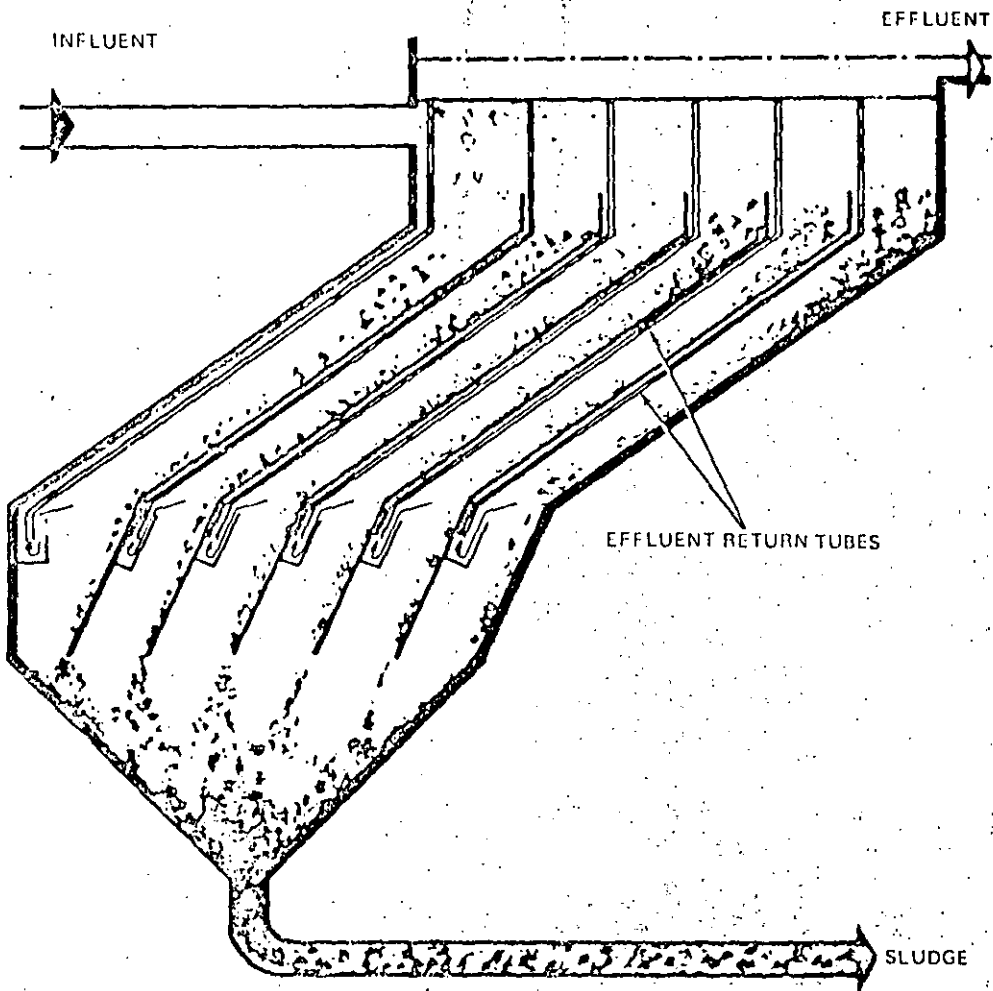


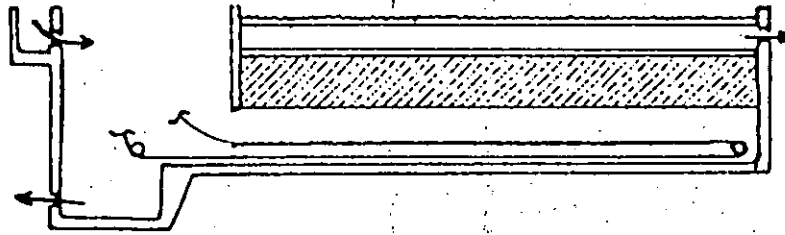
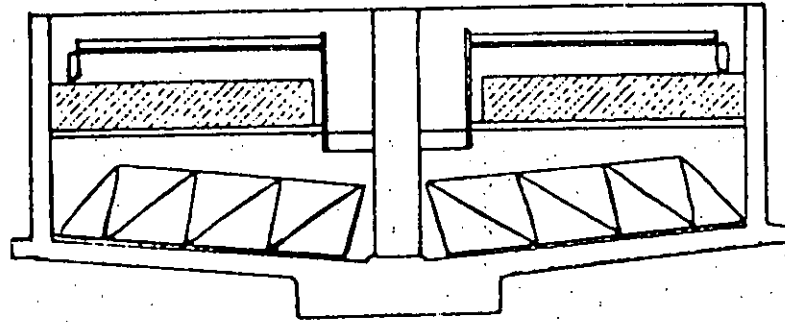
FIGURE  
MODULE OF STEEPLY INCLINED TUBES  
(Courtesy Neptune Microfloc, Inc.)



Modules of chevron-shaped tubes installed. (Courtesy Permutit)



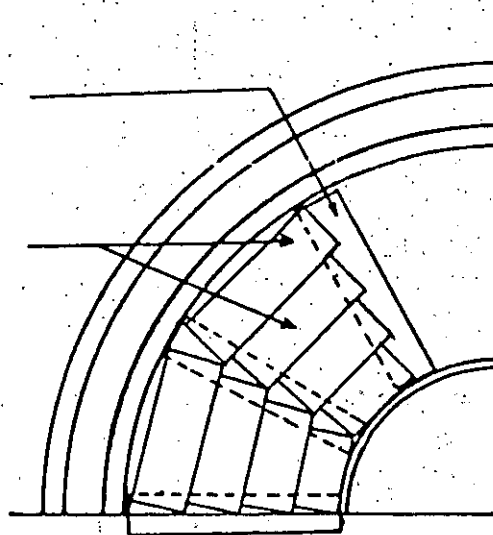
Lamella separator. (Courtesy Parkson Corp.)



TUBE SETTLERS IN EXISTING CLARIFIER

SUPPORT MODULE

TUBE SETTLER  
MODULES



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**

**C U R S O S   A B I E R T O S**

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS  
DEL 30 DE MARZO AL 4 DE ABRIL DE 1992.**

**LEYES Y REGLAMENTOS**

**PALACIO DE MINERIA**



## LEYES Y REGLAMENTOS

Ing. Alfredo Fuad David Gidi  
Director de Area de Coordinación  
Intersectorial - Subsecretaría  
de Ecología - SEDUE.

## 1. INTRODUCCION.

México enfrenta actualmente grandes problemas, entre los que destacan la disminución acelerada de la disponibilidad de agua en las zonas más pobladas y la creciente contaminación de los cuerpos de agua, susceptibles de servir como fuentes de abastecimiento, ya que nuestro país no se ha podido sustraer de las consecuencias de un desarrollo acelerado, que ha propiciado aumento en la extracción y consumo de agua; que se traduce, consecuentemente, en una mayor generación de aguas residuales, que al ser descargadas sin tratamiento en los cuerpos receptores perjudican sus usos legítimos y disminuyen su potencial de aprovechamiento, por lo que posiblemente, en el futuro cercano se presentarán déficits críticos en algunas regiones, lo que plantea un serio desafío para las autoridades a cargo de la administración y distribución del agua y disposición de las aguas residuales.

## 2. DISTRIBUCION GEOGRAFICA DEL AGUA

México cuenta con suficientes volúmenes de agua, como para satisfacer las demandas de abastecimiento de todos los sectores, sin embargo, su distribución geográfica es completamente adversa para casi la mitad de territorio nacional. El país se encuentra dividido en 320 cuencas hidrológicas, con un escurrimiento medio anual de aproximadamente 410 000 millones de metros cúbicos en promedio, cifra que representa prácticamente el total disponible como recurso renovable. El estudio de su distribución, nos indica que en el norte sólo se tiene un escurrimiento de 12 300 millones de metros cúbicos, que representan 3% del total en una área equivalente al 30% del país, mientras que se tienen 205 000 millones de metros cúbicos en el sureste, que representan el 50% de la disponibilidad total en una área no mayor al 20% del territorio.

Dicho de otra manera la mayor disponibilidad de agua se encuentra por debajo de los 500 m.s.n.m. y al sur de los paralelos de 28° y 24° y en las fajas costeras del Pacífico y Golfo de México, respectivamente; en tanto que las mayores necesidades se presentan arriba de esta altitud y al norte de los paralelos mencionados. (Fig. 1).

Comparando las zonas de disponibilidad del recurso con las de asentamientos humanos e industriales, existen situaciones contrastantes, tales como que más del 85% del agua del país se encuentra en la zona baja, abajo de la cota 500, mientras que más del 70% de la población y 80% de la planta industrial se localizan en la zona alta; arriba de 500 m.; de ésta última el 55% se encuentra en el Valle de México, que sufre de graves problemas de agua.

### 3. USOS DEL AGUA

Entre los usos a que se destina el recurso hidráulico, están:

- a) Doméstico
- b) Agrícola
- c) Producción de energía eléctrica
- d) Industrial
- e) Conservación y desarrollo de flora y fauna acuáticas
- f) Recreación y navegación.

#### Uso doméstico.

Este, de acuerdo con la legislación actual, tiene preferencia sobre las otras clases de usos y su abastecimiento va de acuerdo a la importancia política, económica y grado de desarrollo de la población. En las localidades rurales menores de 5 000 habitantes, la dotación de agua es la necesaria para satisfacer las necesidades primarias de la población; en tanto, en las grandes urbes, la dotación es para satisfacer plenamente las necesidades de los habitantes, incluyendo usos públicos, domésticos, industriales y comerciales; comprendiendo los sistemas de abastecimiento en tomas domiciliarias con agua estubada dentro de las viviendas.

La dotación varía de acuerdo al lugar y a la disponibilidad del agua; existen localidades rurales situadas en las zonas áridas del norte, en donde la dotación llega a ser de 10 litros por habitante por día, mientras que en otros lugares es mayor de 300 litros.

En el cuadro 1 se muestra el consumo anual de acuerdo a la población total.

#### Uso energético.

Si algo puede afectar grandemente la actividad económica es la falta de generación de energía eléctrica, pues es bien sabido que el desarrollo, progreso y bienestar humano, entre otras cosas, se deben a ella.

La capacidad instalada en México es de 4 175 millones de kw y la energía asciende a 14 717 millones kw/h anuales, que se obtiene a razón de 8 637 millones en plantas hidroeléctricas; 5 700, en plantas termoeléctricas; 377, en plantas de combustión interna y; 3, en plantas geotérmicas. Aproximadamente el 20% de la energía hidroeléctrica se genera en las plantas instaladas en presas destinadas a diversos propósitos, especialmente riego y control de avenidas; aún no se conoce el volumen de agua empleada, ya que el agua utilizada es de paso, usándose posteriormente en actividades prioritarias.

#### Usó industrial

La cantidad de agua utilizada en la mayor parte de las industrias primarias y secundarias es considerable en procesos de elaboración, transformación y en algunos casos para enfriamiento. Dependiendo del tipo de industria, es la demanda; resulta muy difícil precisar la cantidad de agua requerida para producir un determinado artículo, pero de acuerdo a la información existente, se requiere un metro cúbico para obtener cualquiera de las siguientes cantidades: 30 Kg. de acero, 70 Kg. de pulpa de madera, 12 kg. de hule sintético, 50 litros de gasolina, 29 kg. de productos petroquímicas, 18 litros de cloro, 4 kg. de tela; ésto nos da una idea del volumen requerido.

Se estima que en 1980 se ocupó un volumen anual de 4 600 millones de m<sup>3</sup>. Los consumos para 1990 y 2000 de acuerdo a la información existente, que fueron obtenidos en forma aproximada por medio de proyecciones del crecimiento de la demanda de productos y el volumen requerido para no declinar la tasa de desarrollo general, son 9 500 y 22 700 millones de m<sup>3</sup> respectivamente.

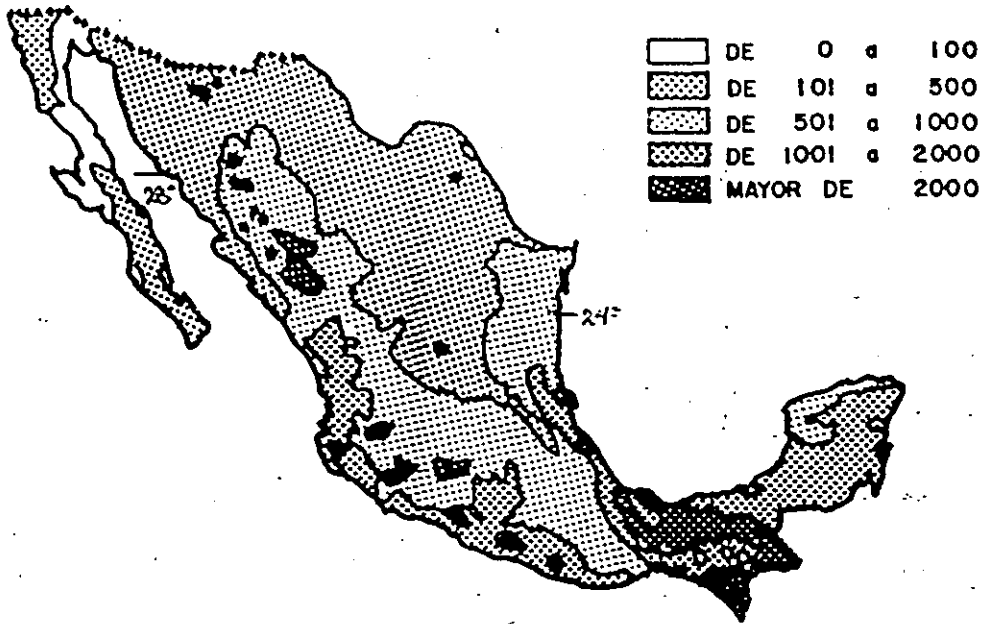
#### 4. FUENTES DE CONTAMINACION.

Aspecto fundamental en la definición de la problemática de contaminación del agua del país lo es sin duda la identificación de las fuentes a través de las cuales se incorporan las cargas contaminantes que deterioran el recurso hidráulico y comprometen el sano desarrollo de la población y su actividad productiva.

En México, como en muchos países del mundo, las principales fuentes de contaminación se han agrupado de acuerdo a su procedencia en tres sectores. (Fig. 2).

- El social, correspondiente a las cargas de residuos de origen doméstico y público que constituyen las aguas residuales municipales.

**FIGURA 1    PRECIPITACION MEDIA ANUAL**



**Figura 2    CLASIFICACION DE LAS FUENTES DE CONTAMINACION.**

FUENTES DE CONTAMINACION POR AGUAS RESIDUALES.

SECTOR SOCIAL

SECTOR INDUSTRIAL

SECTOR AGROPECUARIO

- El agropecuario, representado por los afluentes de instalaciones dedicadas a la crianza y engorda de ganado mayor y menor, así como por las aguas de retorno de los campos agrícolas.
- El industrial, representado por las descargas originadas por el desarrollo de actividades correspondientes a la extracción y transformación de recursos naturales en bienes de consumo y satisfactores para la población.

#### Sector Social.

En relación a las aguas residuales municipales, su generación e importancia en el contexto nacional está definitivamente relacionado con la cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado con que cuentan las poblaciones.

Dicha cobertura se ha visto favorecida en los grandes asentamientos urbanos, mientras que las zonas rurales y pequeñas ciudades muestran significativo rezago.

La población de la República Mexicana ha mostrado una fuerte inclinación a concentrarse en las grandes ciudades, de manera tal que la población urbana se incrementó del 50% en el año de 1960 al 70% en el año de 1986, no habiéndose logrado aún frenar tal situación. (Cuadro 2).

La población del país para 1987 se estimó en 79 millones de habitantes; 70% población urbana y 30% población rural, los cuales se distribuyen en 125 300 poblaciones clasificadas de la siguiente manera:

- . Dispersa: población menor a 1 000 habitantes.
- . Centro de integración: población de 1 000 y menor de 15 000 habitantes.
- . Centro pequeño: población mayor de 15 000 y menor de 50 000 habitantes.
- . Centro mediano: población mayor de 50 000 y menor de 1'000 000 habitantes (ciudades grandes) de acuerdo a lo indicado en el Cuadro.

Es de destacar que el 50.73% de la población del país se asienta en únicamente 95 de las 125 300 poblaciones del país.

Por lo que respecta a los servicios de agua potable y alcantarillado, debe citarse que la cobertura para población urbana es de 76% en agua potable y 65% en alcantarillado, mientras que para la población rural es de 49% en agua potable y 12% en alcantarillado. (Cuadro 3).

De lo anterior se concluye que actualmente 25.3 millones de habitantes no tienen acceso al servicio de agua potable, mientras que 40.1 millones no lo tienen al servicio de alcantarillado.

Las localidades que concentran la mayor proporción de habitantes, son aquellas en las que se concentra también la mayor parte de las actividades industriales de la nación y las que disponen de una mayor cobertura en los servicios de agua potable y alcantarillado, constituyéndose así en las fuentes principales de generación de aguas residuales, siendo los ejemplos más claros las zonas localizadas en torno a las ciudades de México, Monterrey y Guadalajara, las cuales generan 46,8.5 y 8.2 m. cúbicos/seg. de aguas residuales respectivamente, lo que corresponde al 34.0% del total generado a nivel nacional, estimado en 184 m. cúbicos/seg. de los cuales 105 corresponden a la población y 79 a la industria (Fig. 3).

Las expectativas en cuanto al comportamiento en la generación de aguas residuales indican para el 2000 una generación de 207 m. cúbicos/s correspondiendo a la población 118.4 y 89.4 a la industria.

#### Sector agropecuario.

Respecto al sector agropecuario, las superficies en producción agrícola de riego y temporal acumuladas a los años 1982, 1985, 1990 y 2000 totalizan: 19.3, 20.6, 22.9 y 26 millones de hectáreas respectivamente, de acuerdo a la información y expectativas del Plan Nacional Hidráulico (Cuadro 4).

Respecto a la demanda de agua y generación de aguas residuales se observa que en el año de 1980 se extrajeron 44 760 millones de metros cúbicos de agua, cifra que se incrementará para los años 1990 y 2000 a 69 542 y 92 380 millones de metros cúbicos respectivamente. Cuadro 5.

No obstante la diversidad de técnicas de riego utilizados en el país se estima un consumo del 82% del agua aplicada, lo que nos proporciona un indicador de la generación de aguas residuales provenientes de esta fuente, la cual se estima en las siguientes cifras expresadas en metros cúbicos por año:

1990	-	8 345
2000	-	11 085

Evidentemente las aguas de retorno agrícola constituyen una fuente de contaminación muy importante, cuyo impacto se ha manifestado ampliamente en el país, sobre todo en el elevado porcentaje de cuerpos de agua que se encuentran en condiciones potenciales de eutroficación.

## Sector industrial.

En relación al sector industrial, en México se logró un ritmo anual de crecimiento continuo superior al 8% hasta el año de 1979, lo que permitió el surgimiento de una fuerte planta productiva la cual se desarrolló con una alta concentración principalmente en las ciudades de México, Monterrey y Guadalajara. (Fig. 4).

Por otra parte, el uso del agua como vehículo de desechos contaminantes y la poca importancia dada a su manejo y disposición, ha convertido a este sector en un elemento fundamental a ser considerado en el control para la preservación del recurso hidráulico cuya disponibilidad se ve comprometida en amplias zonas del país. (Fig. 5).

El sector industrial en México se encuentra clasificado en 39 grupos habiéndose identificado, de acuerdo a los índices de extracción, consumo y contaminación, los señalados en el cuadro 6 como los más importantes dentro de este contexto; señalándose como los principales giros industriales responsables de la generación de mayores descargas de aguas residuales, los siguientes: azúcar química, papel y celulosa, petróleo, bebidas, textil, siderúrgica, eléctrica y alimentos. (Cuadro 7).

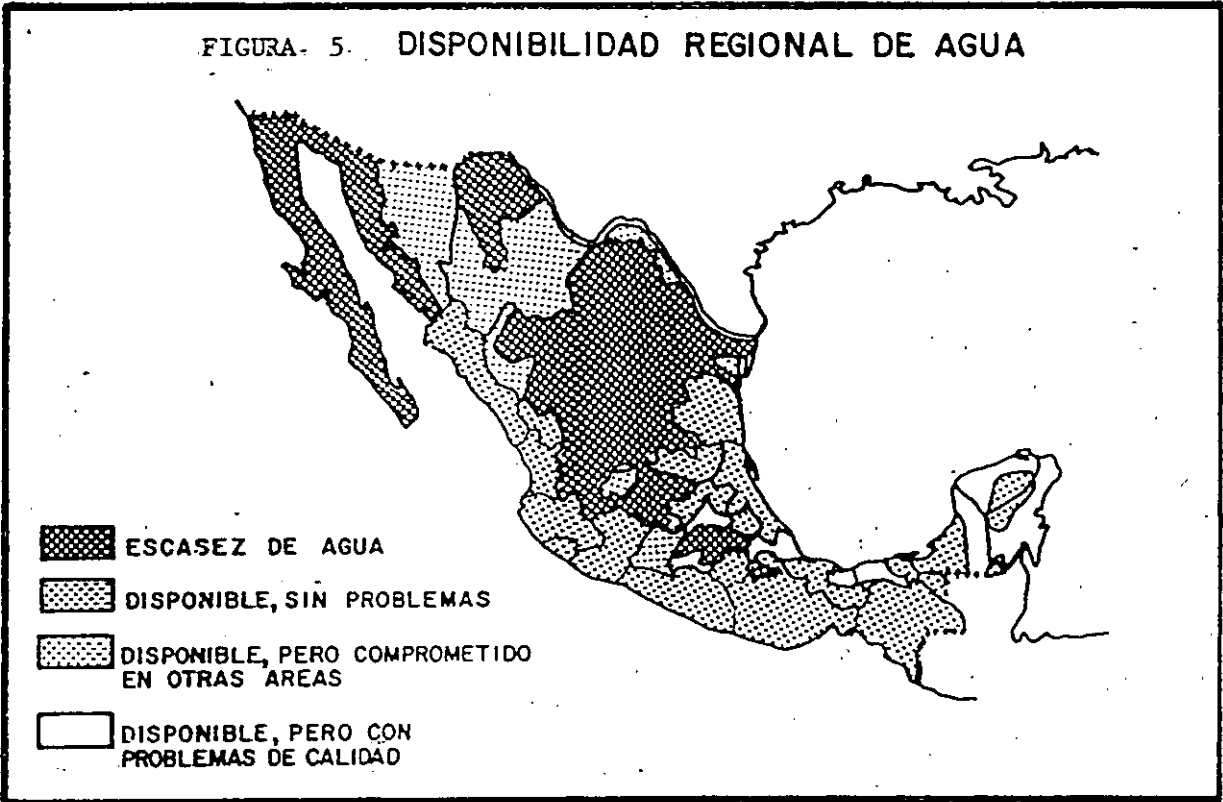
Como puede observarse, tales giros en conjunto corresponden prácticamente al 82% del total de las aguas residuales generadas por el sector, destacando las industrias azucarera y química con el 59.8% del total. (Cuadro 7).

Sin embargo, considerando no solamente los volúmenes de agua manejados, sino las circunstancias locales en las cuales se desenvuelve la industria, se han establecido como las más importantes en el ámbito de la prevención y control de la contaminación del agua en México, las siguientes: azúcar y alcohol; refinación de petróleos y petroquímica; papel y celulosa; curtiduría; química; textil y alimenticia.

## 5. IDENTIFICACION DE LA PROBLEMÁTICA

Para la actualización del estudio y evaluación mediante indicadores del grado de contaminación del agua en las cuencas del país, referido en el inciso 2, se tomó como base información estadística publicada por la Secretaría de Programación y Presupuesto, así como de otras dependencias. Se consultó además los planes y programas de desarrollo, tanto urbano, industrial, agrícola y ganade

FIGURA- 5. DISPONIBILIDAD REGIONAL DE AGUA





## CUADRO 6

## GRUPOS INDUSTRIALES QUE INCIDEN MAYORMENTE EN LA PROBLEMÁTICA DE CONTAMINACIÓN DEL AGUA EN MÉXICO \*

GRUPO 13 - Extracción y beneficio de minerales metálicos	143
GRUPO 20 - Fabricación de alimentos	25,835
GRUPO 21 - Elaboración de bebidas	876
GRUPO 23 - Industria textil	1,753
GRUPO 24 - Fabricación de prendas de vestir y otros artículos confeccionados con textiles y otros materiales, excepto calzado.	30
GRUPO 25 - Fabricación de calzado e industrias del cuero	390
GRUPO 26 - Industria y productos de madera y corcho excepto muebles.	281
GRUPO 28 - Industria de papel	545
GRUPO 30 - Industria Química	1,838
GRUPO 31 - Refinación de Petróleo y derivados del carbón mineral.	64
GRUPO 32 - Fabricación de productos de hule y de plástico	195
GRUPO 33 - Fabricación de productos de minerales no metálicos: excepto del petróleo y del carbón.	4,644
GRUPO 34 - Industria metálica básica	324
GRUPO 35 - Fabricación de productos metálicos excepto maquinaria y equipo	1,610
GRUPO 37 - Fabricación y ensamble de maquinaria, equipos, aparatos, accesorios y artículos electrónicos y sus partes	194
GRUPO 38 - Construcción, reconstrucción y ensamble de equipo de transporte y sus partes	885
GRUPO 39 - Otras Industrias manufactureras	91
<b>TOTAL</b>	<b>39,700</b>

## CUADRO 7

## PRINCIPALES GIROS INDUSTRIALES RESPONSABLES DE LAS MAYORES DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN MÉXICO.

INDUSTRIA	EXTRACCION % RELATIVO	CONSUMO % RELATIVO	DESCARGA % RELATIVO
AZUCARERA 35.2	22.3	38.8	
QUIMICA	21.7	24.4	21.0
PAPEL Y CELULOSA	8.2	16.1	6.0
PETROLEO	7.2	3.7	8.2
BEBIDAS	3.3	6.4	2.4
TEXTIL	2.6	2.4	2.7
SIDERURGICA	2.5	5.5	1.7
ELECTRICA	1.5	4.7	0.7
ALIMENTOS	0.2	0.3	0.2
RESTO DEL SECTOR	0.17	14.1	18.1

ro, así como los relativos a prevención y control de la contaminación ambiental.

La información fue manejada a nivel municipal, estatal y cuenca hidrológica, cubriéndose el total del territorio nacional por medio de datos estadísticos. Se analizaron 218 cuencas hidrológicas, las cuales cubren el 77% de la superficie del país, 72% de la producción total industrial; 98% del área bajo riego y 93% de la población existente en el país.

Para estimar los factores de descarga de contaminantes tanto de origen urbano como industrial, se analizaron estudios realizados al respecto, los registros de descarga de aguas residuales, así como una serie de bibliografías relacionadas con el tema. Los factores investigados fueron: demanda y consumo de agua y descarga de aguas residuales, carga de DBO por la población y por las 259 diferentes clases de actividades industriales.

Una vez conocidos estos factores, fueron aplicados a la información estadística, obteniéndose el consumo de agua, descarga de aguas residuales y descarga de DBO para los tres niveles estudiados (municipal, estatal y cuenca hidrológica).

Como resultado del estudio citado se concluyó que a nivel nacional se generará una carga contaminante total en términos de DBO de 2'359 274.3 toneladas por año correspondiendo 846,216.4 al sector municipal y 1'513 058.9 al sector industrial, lo que representa del total el 35.87 y 64.13 por ciento, respectivamente.

El caudal total de aguas residuales a nivel nacional se estimó en 184 metros cúbicos por segundo.

Con la información recabada y estimada se llevó a cabo un ordenamiento de los municipios, de acuerdo a la generación de materia orgánica medida como demanda bioquímica de oxígeno, de éstos fueron seleccionados 180 con base en una generación de DBO, tanto de origen urbano como industrial, que fuese igual o mayor que el equivalente de una población de 64 000 habitantes. (Cuadro 8).

A nivel estatal el ordenamiento se hizo para las 32 entidades federales de la República Mexicana. (Cuadro 9).

Por otra parte, el ordenamiento de las cuencas hidrológicas se hizo para las 31 más importantes, encontrándose que éstas son responsables de la descarga del 91% de DBO generada a nivel nacional. (Cuadro 10).

**CUADRO 8 ORDENAMIENTO DE MUNICIPIOS DE ACUERDO CON LA MAGNITUD DE D.B.O.**

LUGAR	ESTADO	MUNICIPIO	O. AGUAS RESID. / seg.	DBO TOTAL kg/año	% DBO INDUST.	% DBO URBANA	SECTORES INDUSTRIALES PRINCIPALES Y SU PORCIENTO EN DBO INDUSTRIAL
1	D.F. MEX	Zona metropolitana de la Cd. de México. (1)	41,495	513,180,756	44.34	55.66	Papel 23.46%; alimentos 17.41%; química 14.58%; textil 3.14%; automotriz 0.25%; bebidas 18.48%; Met. básicas 1.31%; Pemex 14.39%.
2	JAL.	Zona Metropolitana de la Cd. de Guadalajara. (2)	5,658	152,190,910	75.07	24.93	Bebidas 81.0%; alimentos 9.02%; papel 4.24%; química 2.0%; Fertimex 1.1%.
3	SIN.	Culiacán	3,571	65,689,794			
3	SIN.	Culiacán	3,571	85,689,794	92.39	7.61	Azúcar 81.8%; bebidas 3%; textil 1%.
4	N.L.	Zona Metropolitana de la Cd. de Monterrey. (3)	7,135	85,642,319	62.37	37.63	Bebidas 30%; alimentos 12.28%; papel 17.2%; química 2.0%; básica 28.48%; editorial 0.1%.
5	VER.	Córdoba	2,698	69,563,822	96.59	3.41	Azúcar 84.07%.
6	SIN.	Ahome	2,497	63,673,624	96.53	3.47	Azúcar 81.2%; textil 3.6%; bebidas 1%.
7	MICH.	La Piedad	130	38,999,010	97.80	2.20	Granjas porcinas 97.80%
8	OAX.	Tuxtepec	1,430	37,540,724	97.56	2.44	Azúcar 83.22%; papel 2%.
9	VER.	Minatitlán	1,795	36,017,483	95.25	4.75	Bebidas 1.63%; alimentos 1.13%; pemex 96.20%; Fertimex 1.04%.
10	S.L.P.	Ciudad Valles	1,228	31,287,022	95.66	4.34	Azúcar 83.31%; bebidas 1%.
11	N.L.	Cadereyta	1,620	30,819,709	90.26	9.74	Pemex 98.32%; alimentos 0.1%; bebidas 0.68%.
12	VER.	Atoyac	1,054	28,656,345	98.99	1.01	Azúcar 84.92%
13	VER.	Coatepec	995	26,277,062	97.52	2.48	Azúcar 84.69%.
14	VER.	Coatzacoalcos	4,024	26,235,556	85.50	14.50	Fertimex 83.45%; pemex 15.08%; química 0.7%; alimentos 0.3%.
15	VER.	Lerdo de	996	26,235,556	85.50	14.50	Azúcar 84.92%.
16	MOR.	Zacatepec	918	24,322,702	97.71	2.29	Azúcar 84.84%.
17	NAY.	Tepic	995	22,786,838	88.71	11.29	Azúcar 80.68%; bebidas 5%.
18	JAL.	Tequila	119	20,771,368	98.37	1.63	Bebidas 99.9%.
19	VER.	Cosamaloapan	829	20,238,977	93.41	6.59	Azúcar 80.90%.
20	T.MASP.	Mante	638	20,211,920	92.67	7.33	Azúcar 82.38%; bebidas 3%.
21	PUE.	Puebla	1,632	19,929,455	38.04	61.96	Bebidas 27.91%; textil 22.90%; alimentos 20.99%; met. básica 14.84%
22	HGO.	Tula	110	19,800,762	96.48	3.52	Pemex 94.00%; alimentos 1.7%; bebidas 3.7%.
23	E. DE MEX.	Toluca	1,190	18,352,055	61.17	38.83	Bebidas 60.65%; alimentos 23.70%; química 11.73%; met. básica 2.03%.
24	OAX.	Salina Cruz	993	18,046,304	96.50	3.50	Pemex 96.40%; alimentos 2.2%; bebidas 1.4%
25	JAL.	Tamazula	634	16,800,940	97.71	2.29	Azúcar 84.92%.
26	VER.	Cosoleacaque	1,275	15,795,619	98.15	1.85	Pemex 96.89%; alimentos 1.7%; química 1.35%.
27	VER.	Ixtaczoquitlan	753	15,324,333	80.00	20.00	Bebidas 16.01%; química 3.32%.
28	JAL.	Tala	541	14,112,463	96.82	3.18	Azúcar 84.64%.
29	CHIH.	Juárez	1,301	13,892,431	23.02	76.98	Bebidas 71.97%; alimentos 12.6%; textil 6.40%; papel 6.09%.
30	VER.	Orizaba	841	12,961,874	76.43	21.57	Papel 62.92%; bebidas 34.38%; alimentos 0.90%.

**CUADRO 9. ORDENAMIENTO DE ESTADOS DE ACUERDO CON LA MAGNITUD DE D.B.O.**

Estado	Q. Res. (l.p.s.)	D.E.O. Urb. (kg/año)	D.B.O. Ind. (kg/año)	D.B.O. Total (kg/año)	% Nat.	% Ac.
Veracruz	22,240	43'454,992	370'983,876	414'438,868	17.57	17.57
D.F.	27,834	215'577,979	144'811,128	363'389,107	15.40	32.97
Jalisco	9,824	55'795,970	219'010,504	275'806,474	11.69	44.66
Edo. Méx.	16,311	103'732,258	101'655,394	205'387,652	8.71	53.37
N. L.	8,193	85'277,203	83'201,756	171'478,959	7.27	60.64
Sinaloa	7,036	15'546,461	160'746,225	177'292,686	7.52	67.16
Oaxaca	3,239	7'632,781	64'571,861	72'404,646	3.07	71.23
Tamaulipas	4,790	25'014,055	42'739,259	70'753,314	3.00	74.23
S.L.P.	2,968	12'023,686	43'924,702	55'948,388	2.37	76.60
Morelos	2,498	9'187,726	45'047,553	54'235,279	2.30	78.90
Guanajuato	5,127	32'113,545	16'818,246	48'931,791	2.08	80.98
Michoacán	3,302	22'275,820	22'264,789	44'540,609	1.88	82.86
Michoacán	3,302	22'275,820	22'264,789	40'517,389	1.71	86.39
Chihuahua	4,122	25'466,945	16'100,106	42'567,051	1.80	84.66
Puebla	3,460	21'444,831	19'072,558	40'517,389	1.72	86.38
Coahuila	3,999	2'335,732	15'168,649	39'504,381	1.67	88.05
Sonora	3,026	23'489,844	18'550,610	39'040,454	1.66	89.71
B. C.	2,803	27'432,437	15'675,200	38'107,637	1.61	91.32
Nayarit	1,387	5'933,707	24'188,027	30'121,734	1.28	92.60
Hidalgo	1,539	5'111,135	20'837,956	26'949,091	1.14	93.74
Tabasco	1,148	5'579,682	12'788,852	19'368,534	0.82	94.56
Yucatán	1,284	10'910,056	4'162,904	15'072,960	0.64	95.20
Colima	858	4'268,074	10'066,769	14'334,843	0.61	95.81
Campeche	774	4'061,662	9'941,308	14'022,970	0.59	96.40
Guerrero	1,346	11'919,996	2'560,166	14'480,162	0.61	96.01
Durango	1,167	7'955,029	5'760,476	13'715,505	0.58	97.59
Chiapas	1,355	5'524,856	5'034,172	13'559,028	0.57	98.16
Ags.	948	5'417,540	2'918,617	11'336,157	0.48	98.64
Querétaro	1,260	4'732,780	6'174,917	10'907,697	0.46	99.10
Zacatecas	690	5'524,789	1'671,482	7'196,271	0.31	99.41
B. C. S.	473	2'577,523	4'242,477	6'819,996	0.29	99.70
Tlaxcala	431	3'037,348	2'320,480	5'357,828	0.23	99.93
Q. Roo	173	1'639,581	47,899	1'687,880	0.07	100.00
<b>TOTAL</b>	<b>145,605</b>	<b>845'215,423</b> (35.37%)	<b>1'513'058,918</b> (64.13%)	<b>2'359,274,341</b>		

**CUADRO 10 ORDENAMIENTO DE CUENCAS DE ACUERDO CON LA MAGNITUD DE D.B.O.**

Nombre	Q. Res. (l.p.s.)	D.B.O. Urb. (kg/año)	D.B.O. Ind. (kg/año)	D.B.O. Total (kg/año)	% Nat.	% Ac.
Pánuco	43,925	296'570,226	293'597,010	590'167,236	26.59	26.59
Lerma-Stgo.	18,773	114'905,211	205'070,198	319,975,409	14.42	41.01
Sn. Juan	9,965	49'280,320	86'235,745	135'516,065	6.11	47.12
Balsas	8,616	43'722,726	76'727,400	120'450,126	5.43	52.55
Blanco	5,147	7'215,282	109'296,103	116'511,385	5.25	57.80
Papaloapan	4,162	6'788,406	106'452,742	113'241,148	5.10	62.90
Culiacán	3,574	6'522,830	79'178,239	85'701,069	3.86	66.76
Coatzacoal.	7'912	5'672,400	76'772,589	82'444,989	3.71	70.47
Fuerte	2,549	2'442,052	62'012,630	64'454,682	2.90	73.37
Jamapa	1,431	6'757,801	39'424,514	46'182,315	2.08	75.45
La Antigua	1,741	4'349,208	36'371,203	40'720,411	1.83	77.28
Guayalejo	1,426	1'482,430	32'165,467	33'647,897	1'52	78.80
Grijalva	2,141	10'112,242	14'437,338	24'549,580	1.11	79.91
Nazas	1,972	12'005,202	11'652,491	23'657,693	1.07	80.98
Coahuayana	1,090	2'759,008	20'811,881	23'570,889	1.06	82.04
Armeria	1,145	4'250,850	18'669,076	22'919,926	1.03	83.07
Ameca	993	2'198,987	20'483,978	22'682,965	1.02	84.09
Conchos	2,456	10'625,367	11'533,890	22'159,257	1.00	85.09
Tijuana	1,391	10'548,631	8'690,999	19'239,630	0.87	85.96
Tehuantepec	882		16'787,755	16'787,755	0.76	86.72
Salado	1,996	11'445,062	5'099,874	16'544,936	0.75	87.47
Colorado	1,244	9'617,035	4'697,003	14'314,038	0.64	88.11
Bravo	1,301	10'697,717	3'199,035	13'896,752	0.63	88.74
Yaqui	888	4'287,122	9'355,183	13'642,305	0.61	89.35
Nautla	580	1'170,648	10'814,278	11'984,926	0.54	89.89
Sonora	799	5'275,670	3'822,039	9'097,709	0.41	90.30
Sn. Pedro	727	5'689,789	1'623,362	7'313,151	0.33	90.63
Lag. Coyuca	633	5'197,534	1'603,761	6'801,295	0.31	90.94
Purificación	220		6'790,955	6'790,955	0.30	91.24
Presidio	496	3'886,106	2'017,999	5'904,105	0.26	91.50
Concepción	521	3'007,657	2'740,788	5'748,445	0.25	91.75
<b>TOTAL</b>	<b>130,696</b> (89.76%)	<b>658'483,519</b> (82.85%)	<b>1'378'135,525</b> (96.72%)	<b>2'036'619,044</b> (91.75%)		

## 6. POLITICA PRESUPUESTAL

De acuerdo con lo anterior se ha establecido como adecuado programar la asignación de recursos y la ejecución de actividades legales en función de la prioridad de atención bajo los siguientes criterios:

- Atender en primera instancia las problemáticas de alcance regional y las críticas.
- Atender las fuentes de contaminación que descargan a cuerpos de agua con usos sensibles.
- Atender las fuentes contaminantes tóxicas o peligrosas
- Atender las fuentes mayores antes que las menores.

## 7. SOLUCION

Esquema legal vigente.

De acuerdo con el Reglamento para Prevenir y Controlar la Contaminación de Aguas publicado el 29 de marzo de 1973, la estrategia se enmarcó por 2 premisas fundamentales:

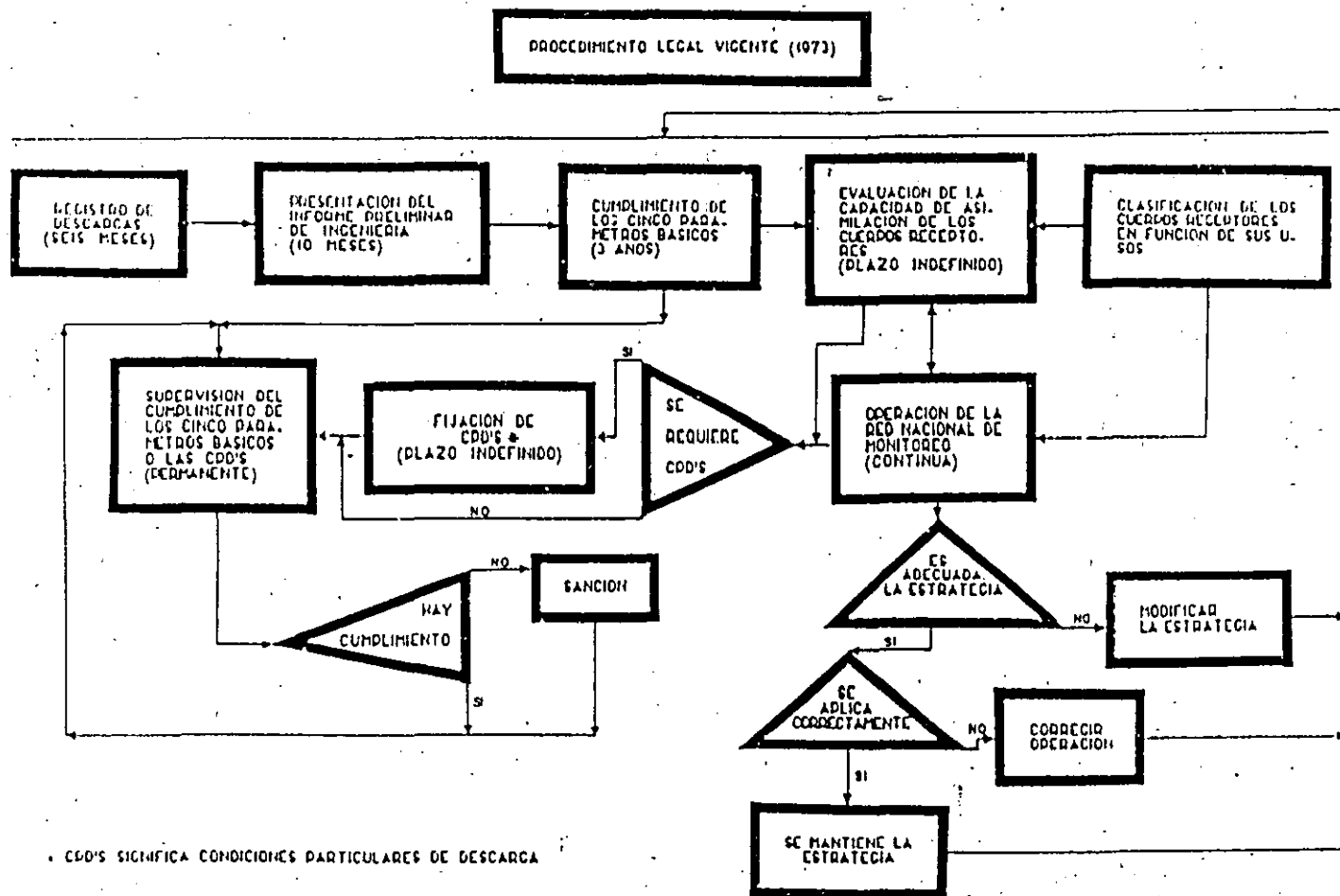
1. Aprovechar la capacidad de los cuerpos receptores para asimilar contaminantes, y
2. El responsable de la generación de los contaminantes es quien debe responsabilizarse de su control.

La primer premisa se refiere, por una parte, a prevenir la contaminación de todas aquellas aguas del país que aún guardan sus características naturales, sin embargo, esta prevención no implica el tratar de conservarlas tal como se encuentran en su estado natural, sino en aprovechar racionalmente su capacidad de asimilación de manera que no se altere su calidad para el uso que se haga o se pretenda hacer de ellas.

En este sentido, se haría el control de la contaminación en el caso de depósitos o corrientes cuya calidad se ha deteriorado, para que, requieran gradualmente la calidad necesaria para el uso que se hace de ellas, con este fin se establecieron criterios para clasificar las aguas en función de uso y calidad.

Este esquema se concibió como un plan de acción que implica el desarrollo de una serie de actividades a ejecutar en tres etapas básicas que son: (Fig. 6)

FIGURA 6  
**PROCEDIMIENTO LEGAL VIGENTE**  
 (1973)



Primera etapa: Durante ésta se realizaría ante las autoridades competentes el registro de todas las descargas de aguas residuales provenientes de usos municipales, industriales, comerciales, agrícolas o pecuarios, con excepción de las originadas en las casas habitación.

Se estipuló un plazo de tres años a partir de la fecha de registro para que las descargas de aguas residuales cumplieran con 5 características de calidad, para las cuales se fijaron valores máximos tolerables en el Artículo 13 de dicho Reglamento. Estas características son:

- |    |                                       |   |
|----|---------------------------------------|---|
| 1. | Sólidos sedimentables<br>valor máximo | 1.0 ml/l  |
| 2. | Grasas y aceites,<br>valor máximo     | 70 mg/l   |
| 3. | Materia Flotante:                     | Ninguna que pueda ser retenida por malla de 3 mm de claro libre cuadrado. |
| 4. | Temperatura                           | 35 grados centígrados   |
| 5. | Potencial hidrógeno (pH)              | 4.5 a 10.0  |

Los responsables de las descargas que requieran obras o instalaciones de purificación para que su calidad cumpliera con lo requerido para las cinco características de calidad anteriores deberían presentar a las autoridades dentro de un plazo de diez meses contando a partir de la fecha de terminación de registro, un Informe Preliminar de Ingeniería (IPI) detallado que contuviera las siguientes fases sucesivas:

- a) De trabajos internos;
- b) de trabajos externos;
- c) de adquisiciones;
- d) de construcción, y
- e) de cumplimiento.

Quando se tratase de descargas que se vertieran a los alcantarillados de las poblaciones, se permitiría que los responsables de las mismas optaran, dentro de un plazo de diez meses, contando a partir de la fecha de registro, por pagar las cuotas que como derechos fijase la autoridad local correspondiente, para cubrir los costos de operación de la planta de tratamiento que instale dicha autoridad para las aguas residuales del alcantarillado.

Segunda etapa. Esta segunda etapa se refirió al cumplimiento, por parte de los responsables de las descargas, de lo indicado por ellos



mismos en su Informe Preliminar de Ingeniería, a fin de que como consecuencia las descargas de aguas residuales satisficieran los requisitos de calidad para las cinco características mencionadas.

Durante el desarrollo de esta segunda etapa la autoridad competente vigilaría el cumplimiento, por parte de los responsables de las descargas de lo presentado en su Informe Preliminar de Ingeniería, a fin de que todas las descargas de aguas residuales al final de esta etapa, que duraría tres años, contarán con tratamiento primario como mínimo para cumplir con lo requerido por el Reglamento.

Tercera etapa. Durante esta etapa, que no tendría lapso previsto de ejecución las autoridades determinarían y fijarían las condiciones particulares consistirían en el conjunto de características físicas, químicas y bacteriológicas que deberían satisfacer las aguas residuales antes de su descarga a un cuerpo receptor.

Las condiciones particulares de descarga las fijarían las autoridades en función de los estudios de calidad de agua de los cuerpos receptores, que llevaría a cabo en las cuencas hidrológicas del país, a fin de clasificar las aguas de acuerdo con sus usos, de conocer su capacidad de asimilación y de dilución.

El plazo para cumplir con dichas condiciones particulares no podría ser menor de un año ni mayor de tres y serían susceptibles de modificarse después de un lapso de 5 años si las condiciones demográficas y ecológicas lo requirieran, excepto cuando se pusiera en peligro la salud pública, en cuyo caso podrían modificarse en cualquier tiempo.

Durante el desarrollo de esta tercera etapa, las autoridades continuarían la vigilancia del cumplimiento por parte de los responsables de las descargas, de los 5 parámetros de calidad a que hace referencia el artículo 13 del Reglamento, así como de las condiciones particulares que llegaran a señalarse.

Esquema legal propuesto.

El cumplimiento de los cinco parámetros básicos, a los que se hizo referencia en la descripción de la estrategia vigente, no significó realmente un control de la contaminación debido a que la mayoría de las descargas industriales, inclusive las municipales tienen contaminantes importantes no considerados por dichos parámetros básicos. (Fig. 7)

Además de lo anterior, el establecimiento de restricciones que



aseguraban el control efectivo de la contaminación se daba solo hasta que eran fijadas las condiciones particulares de descarga, lo que exige la realización de estudios detallados y complejos dirigidos a la determinación de la capacidad de asimilación de los cuerpos receptores y, la distribución de esta capacidad de asimilación entre las descargas en el área de interés.

Tales estudios requieren de especialistas, de una gran cantidad de horas-hombre y demandan la erogación de fuertes presupuestos que, en el pasado y en el futuro inmediato, constituyeron y constituirán serias limitaciones para su realización. Se estima que actualmente existen a nivel nacional alrededor de 40 000 industrias pertenecientes a giros que generan contaminantes del agua y, en los últimos 12 años, solamente se han fijado cerca de 4000 condiciones particulares de descarga.

Es evidente que el procedimiento de control mediante la fijación de condiciones particulares de descarga es tan lento que acarrea las siguientes desventajas:

1. No se da control de la contaminación con la rapidez que demanda la problemática actual; y
2. El control de la contaminación incide con gran desfase en empresas de un mismo giro; por lo que, debido a los costos que implica el control de la contaminación, puede haber un desbalance en los niveles de competitividad de las industrias que producen artículos semejantes.

Con lo anterior no se quiere decir que la fijación de condiciones particulares de descarga sea un procedimiento equivocado; por lo contrario, se reconoce como el único método que puede hacer factible el respeto de la premisa de esta estrategia, es decir, el aprovechamiento racional de la capacidad natural de los cuerpos de agua para asimilar contaminantes. Por este motivo, la fijación de condiciones particulares de descarga debe mantenerse como el procedimiento global apoyado por medios que den resultados adecuados en el corto plazo. Para lograrlo se propone la aplicación de restricciones intermedias entre los parámetros básicos y las condiciones particulares de descarga.

Tal complemento debe cumplir con las siguientes características:

1. Significar un verdadero control de la contaminación.
2. Constituir un avance en relación con el control mínimo demandado por los cinco parámetros básicos del Reglamento de 1973.
3. Ser, cuando más, tan estrictos como lo podrían ser las con-

diciones particulares de descarga.

4. Ser alcanzables técnica y económicamente.

Dichas restricciones intermedias están constituidas por las Normas de Descarga, que serán aplicables a las industrias consideradas relevantes desde el punto de vista de la generación de residuos líquidos. Estas normas definirán los límites máximos permisibles para los parámetros de contaminación más característicos de cada giro industrial, de tal manera que se restringirán efectiva y específicamente los contaminantes que cada tipo de industria puede generar.

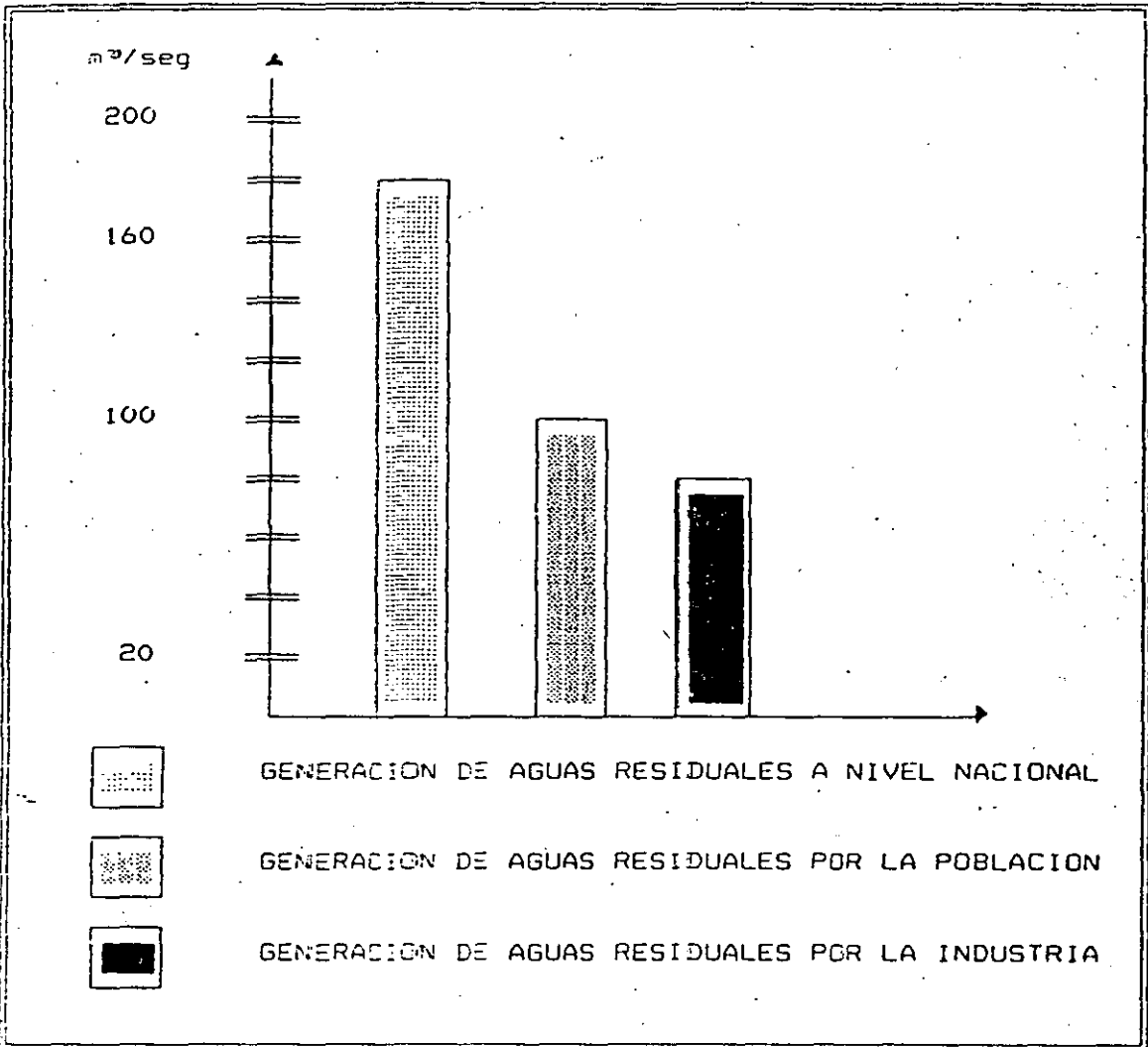
La introducción de las normas de descarga significa que de ahora en adelante el número de descarga que cuenta con restricciones explícitas será superior al 80% y que solo será urgente fijar condiciones particulares de descarga a aquellos giros no previstos en dichas normas, los cuales se estiman de no más del 10% del universo de descargas, es decir, en contraste con la situación anterior es que solamente el 10% de los industriales conocía sus restricciones de la calidad de las aguas residuales, ahora más del 80% las conocerá y por lo tanto no tendrá excusa para iniciar los proyectos y obras requeridas para el establecimiento de instalaciones de tratamiento de aguas residuales.

## FIGURA 4 REGIONALIZACION DE ACTIVIDADES INDUSTRIALES



Fuente: Plan Nacional de Desarrollo Industrial.

FIGURA 3 GENERACION DE AGUAS RESIDUALES EN MEXICO



**CUADRO 4. SUPERFICIE DEL PAIS  
EN PRODUCCION Y A FUTURO**

<i>AÑO</i>	<i>SUPERFICIE Ha. (En millones)</i>
1982	19.3
1985	20.6
1990	22.9
2000	26.0

**CUADRO 5**

**EXTRACCION DE AGUA Y GENERACION DE AGUAS RESIDUALES  
POR LA ACTIVIDAD AGRICOLA.**

<i>AÑO</i>	<i>EXTRACCION MILLONES DE M<sup>3</sup></i>		<i>DESCARGA MILLONES DE M<sup>3</sup></i>
1980	44 760		8 056.8
1990	69 542	8 345.0	
2000	92 380		11 085.0

Cuadro 1 CONSUMO DE AGUA PARA USO DOMESTICO

CONCEPTO	AÑOS			
	1970	1980	1990	2000
POBLACION TOTAL (1)	51.09	71.93	99.67	135.09
CONSUMO ANUAL (2)	2050	3580	7558	10958
POBLACION URBANA (1)	30.47	47.99	71.98	102.93
CONSUMO ANUAL (2)	1894	2390	7390	10710
POBLACION RURAL (1)	20.62	23.95	27.69	32.16
CONSUMO ANUAL (2)	156	190	228	248

Fuente: Plan Nacional Hidráulico.

(1) En millones de habitantes.

(2) En millones de metros cúbicos.

CUADRO 2 COMPORTAMIENTO  
DE LA POBLACION URBANA EN  
MEXICO

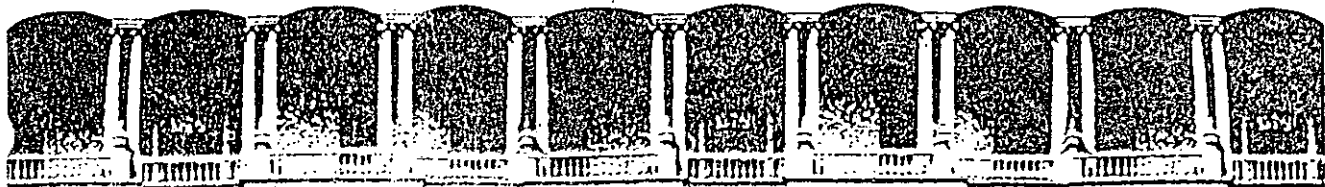
AÑO	POBLACION URBANA %
1960	50
1970	59
1980	66
1985	70



## CUADRO 3

COBERTURA DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO EN MEXICO

<i>SERVICIO</i>	<i>COBERTURA URBANA (%)</i>	<i>COBERTURA RURAL (%)</i>	<i>TOTAL NAL. (%)</i>
AGUA POTABLE	76	49	68
ALCANTARILLADO	65	12	49



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

CURSOS ABIERTOS

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS

30 de marzo al 4 de abril de 1992

BIO-FILTROS

ING. DAVID GOMEZ SALAS

PALACIO DE MINERIA

## THE TRICKLING FILTER PROCESS

### Introduction and History

**Background.** The name "biological" or "trickling" filter likely evolved the original practice of percolating sewage through soil for removal of pollutants. Thus, the term "percolating" filters also evolved, but it is no more descriptive of the process. The trickling filter is a "biological bed" where the polluted wastewater is processed at a very high rate by the microbiology present on the surface of the media in the bed. The process is now over 100 years old and many variant forms have developed from the original concept.

While the dominant biological process is activated sludge, the trickling filter and its offspring are still respected for their simplicity of operation, stability and resistance to toxins and shock loadings.

No priority is given to the name thus trickling filters and biological filters is used interchangeable. Generally, the word biotowers has been employed to refer to units which are deeper than rock media (less than or equal to 2.5m).

Biological filters were originally developed by the Lawrence Experiment Station in Massachusetts (Mills, 1890) using gravel for the biological media. These results proved that the process was not merely mechanical filtration, but also involved biological removal of pollutants by the growth on the media. The results showed a correlation between the media volume and the wastewater that could be treated. From the beginning, the process evolved to the dominant wastewater treatment process by the 1950's in the U.S. and elsewhere. The introduction of synthetic media in the 1950's resulted in maintaining its use and derivatives of the fixed film process.

The work at Lawrence Experience Station resulted in further experiments by Crimp and Dublin in England which lead to a trickling filter design called a contact bed. They constructed a basin, filled it with medium and provided means of flooding and then slowly draining after about one hour of contact. The tank was then allowed to stand empty for 4 - 6 hours which would permit the organics of the surface of the media to be oxidized. To prevent plugging of the media, the sewage was screened or chemically precipitated.

The demise of the contact bed was initiated when the Royal Commission on Sewage Disposal report (1908) was published, which showed that a trickling filter could process twice as much wastewater per unit of volume as could a two-stage contact bed. Contact beds in England remained in operation until 1962.

The trickling filter emergence was led by the development of an effective means of distributing the flow to the filter media. Caink (1897) and Candy (1898) advanced the Lawrence Station concept into a rotating arm distribution driven by the water jets. About the same time, a reciprocating distributor was adapted for the rectangular filters using mechanical drives.

The trickling filters then further evolved and many different connotations were used to describe the process configurations. The chronology of development is set forth below.

### Milestones in the Trickling Filter Development

1889	Lawrence Experiment Station, Mass. - Use gravel bed
1890's	English-Sprays and Underdrains Added
1901	Experimental Plant, Madison, WI - Basic design data and sizing criteria
1908	Columbus, OH at 10 acres - first major U.S. installation
1911	Baltimore, MD at 14 acres - largest U.S. installation
1940	1485 WWTP with Trickling Filters
1946	NRC Formulation developed for rock filters
1955-60	Synthetic Media Development and Evaluations-Fluor Corporation, Meade Corporation & Dow Chemical Company
1956	Introduction of the Superate filter concept, H. Jenks
1960-66	Development of Schulze and Germain Relationships
1962	3506 WWTP with Trickling Filters
1970-75	Use of PVC Media for Nitrification Evaluated and Utilized by 1975
1980	Development of Short-Term Aeration and Solids Contact Processes
1988	3000 WWTP with Trickling Filters

In 1973 there were more than 3,500 trickling filter plants in the U.S. serving over 28 million people. In contrast, there were approximately 3,750 activated sludge plants serving 48 million people.

Several reasons have justified the trickling filter's popularity. One is its economy, not only in first cost, but also in operation. Another is its relative simplicity of operation, which does not require as highly skilled operators as activated sludge plants.

**Trickling Filter Process Description.** Over one hundred years ago, it was observed that the growth of slime-producing organisms occurred with the self-cleansing of water in streams. The biological filter is one of several treatment processes developed in an attempt to find an efficient and economical method for accelerating this naturally occurring phenomenon. Simply stated, the concept was to provide a surface on which the microbial layer can grow and to expose this surface repeatedly to the wastewater and to the air for adsorption of organic material and oxygen.

In principle, the biological or trickling filter process is one wherein the biological growth is attached to a non-moving medium; thus sludge recycle is generally not required. The activated sludge process, on the other hand, involves aeration of the wastewater and maintenance of a suspended microbiological culture by recycling secondary sludge. These systems or processes are similar in that both depend on biochemical oxidation of a portion of the organic matter in the wastewater to carbon dioxide and water. The balance of the organic matter is incorporated or transformed into a net yield of bio-mass (organisms) and the energy produced is released as heat into the medium. A small fraction of the organic input, 5 to 15%, remains with and is discharged with the effluent as soluble and particulates.

Early installations used beds of rock slag, and other natural media and sprayed pre-settled wastewater from fixed nozzles onto the media surface. Automatic siphons were used with dosing tanks to provide rest periods. Very early, rotary distributors were introduced to allow for continuous feed while alternately dosing different radial areas of the filter. To provide more surface area per unit volume and improve ventilation, while reducing clogging and odor problems, alternates to rock media such as plastic media evolved into standard practice. Synthetic plastic media have been fabricated as modules from corrugated sheets that can be stacked to any reasonable height.

The settled primary or screened wastewater is applied to the surface of the filter medium through which the flow percolates downward until exiting the basin through the underdrain. The underdrain also serves to admit/exit the air ventilating the filter media. The surface of the media quickly becomes coated with a viscous, jelly-like, slimy substance containing bacteria and other biota. Organic removal occurs by adsorption and assimilation by the biota of soluble and suspended constituents.

Oxygen for aerobic metabolism is supplied from the natural or forced circulation of air through the interstices within the filter media. Oxygen transfer may be direct or by diffusion through the liquid films. After the initial start-up period, the microbial build-up may create an anaerobic interface with some of the filter media. This furthers the growth of facultative and possibly undesirable anaerobic organisms if there is excess accumulation of biomass. However, the aerobic organisms in the upper microbial surfaces are the basic mechanism for organic removal and conversion.

The quantity of biological slime produced is controlled by the available food. Growth will increase as the organic load and strength increases until a maximum effective thickness is reached. This maximum growth is controlled by physical factors including average and instantaneous

hydraulic dosage rate, type of media, type of organic matter, amount of essential nutrients present, temperature, and the nature of the biological growth. During filter operation, a portion of the biological slime will be sloughed off, either periodically or continuously. Generally, accumulation of excess biomass which cannot be maintained in an aerobic condition is detrimental to performance. Continuous and uniform sloughing as measured by effluent TSS is one indication of a well operating trickling filter.

**Classification.** Trickling filters have been classified according to the applied hydraulic and organic loadings. The hydraulic loading is the total volume of liquid, including recirculation, per unit of time per unit of filter cross-sectional area. Although hydraulic loading has been expressed in various units, the current practice has been to use L/s • sq m or cu m/sq m • hr (gpm/sq ft), but cubic meters per hectare per day (mgad) are sometimes still employed. Organic loading is currently expressed as kg/cu m • d (BOD5 and COD) and g/sq m • d (nitrification) (lb/1000 sq ft • d) for process loadings and performance on a unit area basis.

Trickling filters have been classified as either low- (standard), intermediate- or high-rate filters, depending upon hydraulic and organic loading rates.

### **Application**

**Low-Rate Trickling Filters** are designed to handle organic loadings of 5 to 20 lb BOD/day/1,000 cu ft, and hydraulic loadings of 1 to 4 mgd/acre. In general, low-rate filters do not use recirculation to maintain a constant hydraulic loading, but use either suction-level controlled pumps or a dosing siphon. Dosing tanks are small, usually with only a 2 minute detention time based on twice the average design flow so that intermittent dosing is minimized. Even so, at small plants, low night-time flows may result in intermittent dosing. If the interval between dosing is greater than one or two hours, the efficiency of the process will deteriorate since the character of the biological slime will be altered due to lack of moisture. Under normal conditions, the BOD removal efficiency of a low-rate filter and secondary clarifiers may average 75 to 85 percent. By the addition of recirculation during periods of low flows to keep the filter wet, it is possible to increase overall plant efficiency.

Low-rate filters are normally constructed using a 5 to 10 foot depth of stone media. In most low-rate filters, only the top 2 to 4 feet of the filter media have appreciable biological slime. As a result, the lower portions of the filter may be populated by autotrophic nitrifying

bacteria which oxidize ammonia nitrogen to nitrate and nitrite forms. If the nitrifying population is sufficiently well established, and if climatic conditions and wastewater characteristics are favorable, a well-operated low-rate filter, in addition to providing good BOD removal, can produce a highly nitrified effluent.

**Intermediate-Rate Trickling Filters** are generally designed to treat hydraulic loadings of 4 to 10 mgd/acre, including recirculation, and organic loadings, excluding recirculation, range from 15 to 30 lb BOD/day/1,000 cu ft. In the past, there have been some cases where the organic loading in the intermediate range stimulated considerable biological filter growth and the rate of hydraulic loading was not sufficient to eliminate clogging of the trickling filter media. This clogging situation can be remedied somewhat by utilizing relatively large stone, 3 to 4 inches in diameter. However, many plants operate in the intermediate loading range without reported operational problems. In practice, many high-rate filters will operate in the intermediate range during the early low-flow period of their operating lifetime.

**High-Rate Trickling Filters** have hydraulic loading of 10 to 30 mgd/acre, including recirculation, and organic loadings of 30 to 60 lb BOD/day/1,000 cu ft, excluding recirculation. Media depths of 3 to 6 feet are commonly employed. In all high-rate filters, recirculation is used to maintain a relatively constant hydraulic loading. The higher organic loadings in high-rate filters preclude the development of nitrifying bacteria in the lower section of the filter. Hence, these plants will seldom exhibit any nitrification, and will generally not perform as well as low-rate filters.

**Super-Rate Trickling Filters** have evolved as a result of the development of various types of synthetic media. Past experience has indicated that hydraulic loadings of 150 mgd/acre and higher, including recirculation, may be accommodated in super-rate trickling filters. Synthetic media filters, because of their high surface area per unit volume, can perform as well as high-rate filters at volumetric BOD loadings of about 50 to 100 lb/1,000 cu ft, and hydraulic loadings of 0.5 to 1.5 gpm/sq ft.

### **Components**

**Distribution Systems.** Wastewaters are applied to biological filters through a distribution system. In the U.S., two types of distribution systems are used, fixed nozzle and rotary. Most of the trickling filter wastewater treatment plants designed before the 1930's used fixed nozzle distributors. Some fixed nozzle distribution systems are still used today most often in small plants. Most biological filter wastewater treatment plants designed since the 1930's, however, are circular filters with rotary distributors.

**Fixed Nozzle Distribution Systems** usually use a header and lateral distribution system placed on or just above the filter media surface. Nozzles are attached directly to either the top of the laterals by drilling and tapping on the top of short vertical pipes extending up from the laterals. The laterals and nozzles are sized and spaced to obtain uniform distribution over the filter bed. The nozzles usually have a circular orifice and a deflector.

Most of the older fixed nozzle distribution systems are fed wastewater intermittently from a dosing tank. Dosing tanks discharge to filters at varying heads. At the beginning of the discharge period when the tank is full, the wastewater falls a maximum distance from each nozzle and then, as the head drops, at decreasing distances. The nozzles are spaced so that sprays overlap at the beginning of the dosing cycle. This technique provides relatively uniform wetting. The rest period between doses generally varies from 1/2 to 5 minutes.

Since the more recent introduction of synthetic media, fixed nozzle distribution systems have been used for applying wastewater to deep bed or biotower filters. In these systems, the distribution headers and laterals are suspended above the media, and the filter feed is supplied continuously by pumps.

The disadvantages of fixed nozzle systems include non-uniform hydraulic loading on filter surface, extensive distribution piping, frequent plugging of distribution nozzles, and difficulty in accessing and cleaning the fixed nozzles on large filters. Furthermore, to obtain even distribution with a fixed nozzle system, often 3 to 4 times as much flow must be applied as would be required with a rotary distributor.

**Rotary Distribution Systems.** The rotary distributor has two or more horizontal pipes (i.e., arms) supported by and rotating around a center column. Wastewater is uniformly distributed over the filter media through orifices on one side of the horizontal arms. Usually, the reaction force of the wastewater discharging from the orifices provides the energy needed to rotate the distributor. In some cases, an electric motor is used.

The distributor arms are usually circular pipes, but sometimes are fabricated with rectangular or other four-sided cross sections. A quick opening, shear gate is provided at the end of each arm for flushing debris from the arm. An orifice is often provided in each shear gate to spray the media containment inner wall to help prevent fly breeding and ice build-up.

The size of the arms usually decreases with distance from the center column. The orifices in each arm are spaced to provide uniform flow 6



distribution over the entire filter area. Spreader plates of hard plastic or other noncorrosive material are often installed at each orifice. The distributor arms are generally sized to prevent velocities in excess of 1.2 m/s (4 ft/s) at maximum flow. Four arm distributors are often equipped with an overflow device at the center column to confine the flow to two arms during low flow but to allow at high flows to go to all four arms. This feature ensures proper discharge velocities and reaction forces to rotate the distributor at all flow rates. Reverse side orifices are often provided on the arms to help reduce rotational velocities at high flows. Rotational speed will vary with flow rates to 0.1 to 2 rpm. Vent pipes on each arm prevent air binding in the distributor.

When filled with water, the distributor arms are very heavy. To support this weight and to provide for easy turning, the entire distributor assembly is supported by a large main bearing, either at the base or at the top of the center assembly.

Rotating distributors supported at the base of the center assembly are called turn table-type distributors. The turn table rests and revolves on a large ball bearing lubricated by an oil bath and supported by the concrete center pier. A seal between the rotating turn table and the stationary base prevents wastewater from entering the bearing or lubrication oil from leaking into the wastewater.

Rotating distributors supported at the top of the center assembly are called mast-type distributors. The center assembly of these distributors has a rotating manifold and an outer column resting and rotating on a thrust bearing supported by an inner column. This main bearing is usually oil lubricated. The mast-type rotating distributor avoids possible contamination by wastewater because the main bearing is located away from the filter bed surface. Distributors of all types are usually provided with means to drain the center assembly and influent feed pipe.

**Filter Media.** Many types of materials have been used as filter media. These materials include gravel, crushed stone, fieldstone, bricks, coal, slag, clam shells, tin cans, wooden slabs or laths, various molded plastic shapes, and modules of plastic sheets.

Synthetic media fabricated from plastics are now more commonly used in biofilters. Synthetic media have several important advantages over a rock media.

- Much more surface area per unit volume for zoogloal slime growth is provided.
- The much higher void ratio improves air circulation and oxygen transfer and decreases the likelihood of plugging.
- Hydraulic retention time in the filter increases.
- Its low weight allows deeper filters.
- The use of greater organic and hydraulic loadings per unit area and volume is permitted.
- The chemical resistance to wastewater is better.
- Better distribution of wastewater is provided.
- Reinforced concrete media support walls are not required because the plastic media is self-supporting.

There are various forms of plastic media. Molded plastic media have the appearance of a honeycomb. It has flat and/or corrugated polyvinyl-chloride (PVC) sheets bonded together in rectangular modules. The sheets have a corrugated surface for enhancing slime growth and retention time. Each layer of modules is turned at right angles to the previous layer to further improve wastewater distribution. The two basic types of corrugated plastic sheet media are vertical and crossflow.

Modular sheet media is usually cut to fit on site using a chain saw. Shaping and cutting must be done on tarpaulins or plywood mats to prevent fragments from entering and plugging the media. The specific surface area (surface area per unit volume) of plastic media is two to ten times greater than that of rock media. Plastic media are made with specific surface areas from 80 to more than 245 sq m/cu m (25 to more than 75 sq ft/cu ft). Media with specific surface areas greater than 130 sq m/cu m (40 sq ft/cu ft) are used when the organic loading is low or for nitrification. The minimum hydraulic loading of plastic media is usually greater than that for rock; the zoogloal slime depth is less because of greater shearing forces. Filters using plastic media are often constructed 4.9 to 9 m (15 to 30 ft) deep.

**The Underdrain System** serves three purposes; (a) supports the media, (b) collects and transports the filter effluent to subsequent treatment units, and (c) conveys air through the filter.

The underdrain and support system for plastic sheet media consist of concrete posts and beams; or clay tile or concrete blocks. The beam and column support system has 100 to 150 mm (4 to 6 inch) thick concrete beams on 0.4 to 0.6 m (16 to 24 inch) centers, supported by concrete columns. The media is placed over the beams.

**Media Containment Structure.** Trickling filters built below grade do not need walls; however, only rarely are walls not provided. The walls for above-grade biological filters must withstand applicable live, dead, and wind loads.

The containment structure may be watertight or constructed with numerous openings. If the ability to flood the filter (e.g., to control filter flies and ponding) is desired, the walls must be watertight and of sufficient strength to withstand the hydrostatic pressure during flooding. Walls with peripheral openings provide better ventilation. Most biological towers and many trickling filters have openings through the base of the sidewall for air circulation. Typically 0.7 sq m (2 sq ft) of opening area is provided for every 100 cu m (1,000 cu ft) of media.

Plastic sheet media are self-supporting, therefore, the sidewalls of filters using these media need be designed only for wind loads and aesthetic acceptability. They also must contain the wastewater. One of the most widely used containment structures for self-supporting media has corrugated fiberglass sheets reinforced with lightweight structural steel framing. Precast concrete panels, concrete block, poured concrete, steel, and wood have also been used.

**Ventilation and Odor Control.** The oxygen consumed by the micro-organisms that decompose the wastewater is obtained from air as it passes through the filter and its underdrain system. Natural convection is the driving force behind air flow through most filters. Air flow through above-ground filters is also influenced by the wind. Some filters are equipped with fans to induce a draft.

Forced or naturally convected air flow may be downwards or upwards through the filter. The direction of air flow during natural convection depends on the relative densities of the air in and around the filter. Forced draft air flow is primarily used to ensure aerobic conditions in heavily loaded filters or in filters where odor control is important. If objectionable odors cannot be tolerated, the filter might be enclosed and the exhaust scrubbed with forced draft air to oxidize odorous compounds. If ventilation is sufficient, it is not uncommon for the filter effluent dissolved oxygen to be near the ambient saturation concentration. In winter, airflow is sometimes restricted to raise the temperature of the filter.

## FACTORS AFFECTING PERFORMANCE

**Pretreatment/Primary Treatment:** The degree of wastewater pretreatment will affect the performance and design of the trickling filter. Grit and screenings removal, chemical treatment, clarification, equalization, neutralization, pre-chlorination, and pre-aeration are all useful pretreatment processes. They change the influent wastewater characteristics, and thus, can improve the performance of the trickling filter. Consideration of capital expenditures and operating costs are necessary, however, to evaluate the economics of improved treatability. For domestic wastewater, primary clarification, without equalization, has provided more than adequate pre-treatment. In recent years, the increase in plastic and rubber floatables passing through primary clarifiers has resulted in the use of fine screens to control media fouling at several installations.

**Fine Screening.** While fine screening has also been successfully employed for plastic media filters, the trickling filters should be designed on the basis there is no BOD<sub>5</sub> removal by the screens and the trickling filter size increased proportionally. The fine screens generally remove greater than or equal to 1.5 to 3.0 mm particles. The particles do not constitute a significant portion of the organic loading on the filter.

Fine screens should not be used with rock, random, and crossflow media nor with media exceeding 100 sq m/cu m clean surface area.

**Primary Clarification.** The primary clarifiers should be designed to remove at least 55% of the TSS and 25 - 30% of the BOD<sub>5</sub>. Generally, this is achieved when the primary clarifiers have a hydraulic loading with the parameters set forth as follows:

### Recommended Overflow Rates for Primary Clarifiers

SWD m	Overflow Avg.	Rate-m/hr Max.	Overflow Avg.	Rate-gal/sq ft·d Max.
2	0.72	1.19	430	700
3	1.02	1.69	600	1000
4	1.44	2.21	850	1300
5	1.61	2.71	950	1600

Similar to secondary clarifiers, deeper primary clarifiers have much more hydraulic capacity. Likewise, the performance can be enhanced by using Stamford Baffles (Semon, 1982), larger feedwells and energy dispersion inlets. The feedwells should be designed for a maximum velocity of 0.8 m/min downward and outward velocity under the feedwell. Floor slopes should be sufficient to provide 1.2 m cone depth and no less than 1:12.

If phosphorus removal is required, then pre-treating the raw wastewater with iron or aluminum salts would be preferred. In addition to phosphorus removal, there will be a significant increase in BOD5 and TSS removal by the primary clarifier which enhances trickling filter performance.

**Hydraulic Loading.** The hydraulic loading rate, including recycle will usually be between 15 and 117 cu m/sq m·d (0.25 and 2 gpm/sq ft). The hydraulic loading rate on plastic sheet media is generally higher than the loading on rock media trickling filters. Low hydraulic rates increase the hydraulic detention time and increase slime depth. Up to a point, the higher the hydraulic loading, the greater the amount of oxygen supplied to the filter's biofilm.

The recirculated flow may be direct or following clarification. The objection to clarified recycle is the increased loading on the clarifiers although it is beneficial to the filter. The recirculated flow can freshen filters and provide for better wetting at the cost of increased power.

Provisions are usually made for recirculating clarifier effluent, filter underflow, or clarifier settled sludge back to the wetwell. The pumps in this arrangement are generally called recirculation pumps (even though they may in fact pump little or no recirculated flow) and can be of vertical turbine, diffusion vane, propeller, mixed flow, or centrifugal type.

Various recirculation pumping arrangements have been used. Probably the most frequently employed consists for two or more pumps operated by either automatic or manual control. Alternative pumping arrangements for recirculation include; at low flows only; constant rate at all times; inversely proportional to wastewater flow; and at two or more constant rates, either predetermined by automatic control or selected by the plant operator. The final choice of flow pattern and recirculation arrangements is a matter of the design engineer's preference with consideration for the most economical method of securing an acceptable quality of plant effluent.

The value of recirculation has historically been the ability to freshen the filter and reduce odors and ponding. Without question, a benefit of recirculation has been the increase in flushing, which helps to remove excess solids. The National Research Council (NRC) (1946) formulation indicates that there are appreciable benefits to the use of recirculation as does the Galler and Gotaas (1964) reduction of rock trickling filter data.

Recirculation in stone media trickling filters has been considered to increase BOD removal efficiency because of the following considerations:

1. Organic matter in recycled filter effluent is brought in contact more than once with active biological material on the filter. This increases contact efficiency and seeds the filter throughout its depth with a large variety of organisms.
2. If the recirculated flow passes through a settling tank, it dampens variations in loadings applied to a filter over a 24 hour period. The strength of the recirculated flow lags behind that of the wastewater. Recirculation dilutes strong wastewater and supplements weak wastewater. This helps to maintain the filter in good condition during periods of fluctuations in loading.
3. Recirculation through primary tanks tends to freshen stale wastewater and reduce scum formation. Also, continuous recirculation in the primary tank from the sludge hopper of the secondary settling tank removes sludge and reduces depletion of oxygen in plant effluent.
4. Recirculation improves distribution over the surface of the filter, reduces the tendency to clog, and, if sufficiently high, aids in the control of filter flies. These advantages frequently result in securing the desired degree of treatment at only a slight increase in the operating cost of the plant without recirculation.
5. Recirculation can keep the media sufficiently wetted during periods of low flow.

If all of the noted benefits can be achieved from an increase in the wetting efficiency, then the use of recycle may be unnecessary, if the operation of the distributors is modified to the SK concept. There is a good possibility that all the benefits of direct recirculation may be achieved by slowing the distributor speed. However, passing the effluent flow through clarifiers, whether primary, intermediate or secondary, will enhance performance since a portion of the loading and oxygen demand (TSS and associated BOD<sub>5</sub>) is removed by the clarifier.

Historically, rotary distributors in the U.S.A. have been operated at a rotational speed of .5 to 2 minutes per revolution dosing trickling filters every 10 to 60 seconds.

Within the last three years, West Germany technology was introduced to the U.S.A. marketplace with great results. The instantaneous flushing intensity is called Spulkraft, or SK, which is defined as:

$$SK \text{ (flushing intensity)} = \frac{(q+r) (1000 \text{ mm/m})}{(a) (n) (60 \text{ minutes/revolution})}$$

Where:  $q + r$  = Average hydraulic rate, cu m/sq m/hr  
 $a$  = Number of arms  
 $n$  = Revolution/minute

Typically, flushing intensity rates on trickling filters operated in the U.S.A. have been 2 to 10 mm/pass. However, modification to existing rotary distributors in many facilities has increased the SK from 50 to over 600 mm/pass with significant operational benefits observed.

Many of these facilities with their documented problems which have been resolved through the use of the West German Spulkraft concept.

Not only have odor, filter fly, snail, and seasonal solids sloughing problems been addressed, significant improvement in process performance has been noted.

The control of biomass growth and filter flies on trickling filters operated with high and low dosing rates frequency was investigated by Hawkes. His research demonstrated that rock trickling filters performed better when dosed every 30 to 55 minutes.

Coupling the advantages of lower frequency of dosing with high hydraulic flushing rates has proven to reduce odors, filter flies, and snails in trickling filters. The predominate reason being the attached biomass thickness is reduced and solids accumulation within the filter is minimized.

Solids accumulation leads to anaerobic pockets within the filter which are an ideal breeding places for odor, filter flies, and snails.

Because oxygen is unable to penetrate much beyond 1 to 1.5 mm of attached biomass thickness, there is no benefit from an attached biomass film thickness of more than 1/32 of an inch on the media surface.

Suschka discussed the concept of oxygen transfer in fixed film media and postulated that transfer was retarded by a relatively stagnant layer of water under the free flowing waste water (Figure IV). By reducing the stagnant layer by interrupted water flow, better oxygen transfer would result. Thus, if the attached film thickness and the dosing frequency are minimized, optimum oxygen transfer into the attached film is achieved. The end result is better process performance.

To attain higher SK rates, most rotary distributors need to be modified with an electric motor drive. Most hydraulically propelled distributors will not turn at such slow rates which necessitates an electric drive.

Organic Loading can vary from as low as 80 g BOD/cu m (5 lb BOD/1000 cu ft) for a low rate filter to well over 1600 g BOD/cu m (100 lb BOD/1000 cu ft) for a roughing filter. Generally, as the organic loading increases, treatment efficiency declines. Also the higher the organic loading, the thicker the zoogeal slime growth. Thicker slime growth and higher organic loading increase the likelihood of undesirable odor production. Objectionable odors are especially likely if the incoming wastewater has a high sulfate concentration. Under anaerobic conditions, this sulfate is converted to hydrogen sulfide.

The increase in organic loading would decrease the diversity of the population within the filter. This would be particularly true for grazing organisms due to the higher sloughing and hydraulic rate which would wash out slower growing populations. Carbonaceous oxidation organisms will dominate aerobic high-rate and roughing filters. This would particularly be true for plastic media filters with good hydraulics.

The proportion of BOD5 removed by a trickling filter is governed by the organic loading and is independent of hydraulic rate when there is effective wetting of the media. However, the removal level is also a function of the treatability characteristics of the wastewater, oxygen availability, media surface area and configuration and the TSS in the clarified effluent when removals are based on TBOD5.

While the soluble BOD5 loading is a factor in the tower performance, the organic loading is defined by the total of soluble and TSS • BOD5. Moreover, the work accomplished by the trickling filter is defined by the influent TBOD5 and effluent SBOD5, as it is for activated sludge. On the other hand the settleability of the effluent TSS is an important design and will generally deteriorate as areal loadings exceed 0.02 kg/sq m•d.

The use of BOD5 throughout this section shall mean carbonaceous or nitrification inhibited BOD5 (CBOD5) whether total BOD5 (TBOD5) or soluble BOD5 (SBOD5). The TBOD5 of a wastewater or partially treated or effluent wastewater is the sum of the SBOD5 and the BOD5 of the TSS and defined as follows:

$$TBOD5 = SBOD5 + TSS \cdot BOD5$$

or

$$= SBOD5 + f(TSS)$$

Where:

$$f = \frac{TSS \cdot BOD5}{TSS}$$

The value of  $f$  is the respiration of the TSS expressed as BOD5 and it may vary from 0.2 -- 0.9 mg/mg depending on whether it is raw sewage, primary effluent or secondary effluent. While more properly defined by the VSS fraction, often the VSS/TSS data is unavailable.

The typical values for  $f$  for various stages of domestic wastewater are shown in Table 2.2.



These values will be in part dependent on the inert fraction (particularly raw sewage) and temperature and loading for the unsettled and settled trickling filter effluent. The values of  $f$  given in Table 2.2 are based on 20°C and would increase at low temperatures.

Table 2.2 Typical Values of TSS BOD5/TSS or  $f$

Wastewater	BOD5 mg/l	SBOD5 mg/l	TSS mg/l	TSS BOD5 mg/l	$f$ mg/mg
Raw Sewage	200	70	200	130	0.65
Primary Effluent	136	70	80	66	0.83
T.F. Effluent					
0.5 kg/cu m·d	45	6	78	39	0.50
1.0 kg/cu m·d	65	13	80	52	0.60
2.0 kg/cu m·d	79	17	83	62	0.75

While the term SBOD5 will be used, it is understood to be the product of filtering the wastewater at 0.45  $\mu$ m or 1.0  $\mu$ m and would be more properly defined as  $F_{0.45}$  BOD5 or 1.0 BOD5. There can be significant differences between the two SBOD5 values depending on the filter pore size. While the Standard Methods procedure for TSS uses a 1.0  $\mu$ m filter, many laboratories use 0.45  $\mu$ m to determine soluble fractions. This could result in variations of SBOD5/TBOD5 which are only due to the testing procedure.

**Ventilation.** While the need for oxygen to maintain aerobic biological activity is well known, surprisingly, there has been only a minor effort to determine the oxygen needs of trickling filters. Even when filters have produced odors, a relatively reliable measure of anaerobic conditions, the design profession has usually chosen to rely on natural draft.

Ventilation of filters is important in maintaining the aerobic conditions necessary to secure effective treatment. If adequate passageways are provided, the difference in air and wastewater temperatures and the humidity differences between ambient air and air in the trickling filter provide a natural draft, which is often sufficient to produce the necessary aeration. But, in many cases, there may be extended periods of little or no difference in air flow. This period typically is in the morning and evening, especially in the spring and fall. Thus, it is no coincidence that many of the reported odor problems occur during this period and in warmer climates.

The underdrains and effluent channels must have adequate capacity to permit free flow of air. Installation of vent stacks on the filter periphery, extensions of underdrains through filter side walls, ventilating manholes, louvers on the sidewall of the tower near the underdrain, and discharge of filter effluent into an open channel or partly filled pipes are passive devices that have been employed to insure adequate ventilation. However, these methods can be inadequate if high performance is required or natural draft forces are low.

Plastic trickling filter media manufacturers have recommended 0.1 sq m (1 sq ft) of ventilating area for each 3 to 4.6 m (10 to 15 ft) of trickling filter tower periphery for municipal wastes as well as 1-2 sq m/1000 cu m of media.

Forced ventilation has not been considered necessary by most designers for trickling filters. However, one must now question whether it is reasonable to expect the optimum from trickling filters when the climatic conditions may result in "turning off" the air twice a day for up to several hours during the peak loading periods. Clearly, this is unsuitable for activated sludge operation, and for the same reasons, oxygen limitations should not be part of the daily regime in trickling filters. The fact that odors from trickling filters increase during the more stagnant periods is ample evidence to consider the value of insuring for adequate ventilation - that is, powered ventilation of trickling filters.

Power ventilation has other benefits: the filter can be used to destroy odorous compounds in the influent wastewater and prevent excessive ventilation during the winter periods when there exists a high differential in the air-water temperatures. Downflow ventilation controlled odor problems at Independence, IA. Many towers are ventilated in an upflow mode - Tucson, AZ, Stockton, CA, Hayward, CA, and Palo Alto, CA, to cite a few plants. However, downflow is recommended to prevent blowing out or stripping the odors from the applied wastewater.

**Natural Draft.** When the flow of air is governed by convection, the head loss through the media and underdrain will be in equilibrium with the difference in weight between a column of air in the tower and an equal height outside the tower. (Air, like a column of water, does not have to fully occupy the space to produce a pressure equal to its density and height.) Thus, the driving force of the natural draft or the head loss of air passing through the underdrain and filter can be expressed as follows:

$$\frac{\Delta P}{\rho} = D \left( \frac{\rho_o - \rho}{\rho} \right)$$

or  $\Delta P = D(\rho_o - \rho)$

Where:

- $\Delta P$  = pressure drop or driving force - lb/ft<sup>2</sup>
- $D$  = depth of the media including underdrain, ft
- $\rho_o$  = density of the outside air, lb/ft<sup>3</sup>
- $\rho$  = average density of the air in the tower, lb/ft<sup>3</sup>

$$\rho = \frac{PM}{0.73(t_d + 460)}$$

Where:

- $P$  = standard air pressure in atmospheres, 1.000 @ sea level
- $M$  = molecular weight of humid air
- $t_d$  = dry bulb temperature, °F

The molecular weight (M) of humid air on a mass basis is given by:

$$M = \frac{522(1 + H)}{18.02 + 28.97H}$$

Where:

- $H$  = humidity of the air, lb H<sub>2</sub>O/lb air

The air in the tower is assumed to be saturated; although this would be a function of the relative temperature, depth of the media and air flow. When the air is warmer than the water, it reaches saturation more easily as it cools, quicker than it would if the air were warming.

How much air is required for optimum BOD5 oxidation and removal in trickling filters? This is a complex question for which there is no satisfactory answer. Dow Chemical Co. (c. 1965) had concluded from their studies that at least a supply of 20 lb O<sub>2</sub>/lb O<sub>2</sub> demand, or 5% transfer efficiency, should be used for determining the minimum air rate. They also reported oxygen transfer rates as low as 2 to 3%.

**Forced Draft.** The use of forced draft fans is recommended for many trickling filter designs in order to provide a reliable supply of oxygen. The fans may be either centrifugal or axial flow for highest efficiency. Normally, the fan pressure will be less than 0.5" H<sub>2</sub>O, but each case should be evaluated.

The power draw of axial fans is small. At 0.5 inch water  $\Delta P$ , an axial fan can pump about 6000 scfm of air/hp. At this rate, the oxygen delivery is 150,000 lb/day and the oxygen available is 7,500 lb/d at 5% transfer efficiency. This is the equivalent of 0.2 HP/10,000 PE, or an insignificant increase in power usage for the average wastewater treatment plant.

The 2-73 ft  $\emptyset$  filters requiring an air flow of 3400 scfm/tower would require one 1-hp fans on each tower plus a spare. Power costs for air is not a consideration and fan cost is low.

The benefits of forced draft trickling filter designs include:

- a. Performance will be optimized.
- b. Operation will be more stable.
- c. Odors can be removed by down-drafting.
- d. The down-drafted gases can be chemically scrubbed, if required, or cleansed biologically by upflowing through a secondary or tertiary tower.

**Trickling Filter Media.** The introduction of synthetic trickling filter media has improved the range of hydraulic and organic loadings well beyond the narrow range of stone media. Table 2.4 presents a comparison of physical properties of various types of trickling filter media.

Two media properties that are of particular interest due to their impact on trickling filter performance are specific surface area and percent void space. Greater surface area permits a larger mass of biological slime per unit volume, while increased void space allows for higher hydraulic loadings and enhanced oxygen transfer. The ability of synthetic media to handle higher hydraulic and organic loadings is directly attributable to the higher specific surface area and void space of these media compared to stone media and blast furnace slag.

Typical media employed for trickling filters can be designated as rock (RO), horizontal wood lath (WO), random plastic nodules, (RA), vertical fully corrugated bundles (VFC), and cross flow media (XF). Vertical semi-corrugated (VSC) media, which use alternate flat sheets in the bundle, have also been widely employed. VFC and VSC media were the primary synthetic media employed from the late 1950's to the early 1980's. Since that time VFC and XF media have been the most popular type media.

Studies reported by Harrison and Daigger (1987) indicated that XF was superior to VFC media at low BOD<sub>5</sub> loadings and inferior at high loadings. However, the findings must be viewed in light of a continuous flow application. The performance of VFC media would have been adversely affected by the continuous dosing practiced which typically produces low k values for a 2.44 m (8ft) deep medium. This was true for all media tested and current information regarding the adverse effects of continuous dosing substantiate these findings.

**Media Configuration.** The most common plastic media used in the U.S.A. market place are vertical media and crossflow media. Both media are composed of the pVC sheets which are corrugated and predominately separated from each other except where adjacent sheets' corrugations contact.

Figure VII depicts the FCV-27 media and Figure VIII illustrates crossflow media.

No single media configuration is best for all process applications. Media which provides a high degree of redistribution of flow may have the best mixing and highest retention time, but may be more prone to plugging. High SK would be recommended for this media, particularly if the BOD loading was greater than 50 lbs BOD/1000 cu ft/day.

Conversely, a media which has fewer mixing points or energy dissipators may offer lower retention time, but would allow higher BOD loadings and promote more continual solids sloughing. This media would be less prone to plugging and able to be operated at lower SK rates.

For these reasons, most plastic media manufacturers offer a complete line of products.

#### **Carbonaceous BOD Design Procedure**

The following statements are common misconceptions regarding fixed film treatment capabilities:

- Trickling filters are best suited for effluent qualities about greater than or equal to 30 mg/L BOD5 and TSS.
- Trickling filter effluent cannot be sparkling and bright like activated sludge effluent.
- Trickling filters do not easily remove soluble BOD5.
- There is a high temperature loss through trickling filters in colder climates.
- Trickling filters are not efficient nitrification units.
- Natural ventilation is adequate for oxygen supply.
- Trickling filters should be dosed every 10-60 seconds.
- Recirculation is necessary for best performance.
- Sloughing cycles are normal and are not harmful to filter performance.
- Trickling filters require more land than activated sludge.
- Clarifiers can be designed at higher overflow rates.

These are still common misconceptions of trickling filter technology as it is practiced today. However, these statements are not limitations for trickling filters when proper design procedures are employed.

**Design Models.** Over the past 45 years there have been a number of trickling filter models and empirical formulations developed to define the treatment afforded by the trickling filter process. The empirical models have relied on correlation of large amounts of data from field operations. The NRC (1946) and Galler and Gotaas (1964) formulations are the most well-known examples of these data reductions into design procedures.

Other investigators have approached the problem more fundamentally to determine the inter-relationship of process variables that affect the performance and treatment characteristics of fixed film processes in the trickling filter mode.

The design models and formulations are sorted into two general types; those that are organic loading based, kg/cu m · d or kg/sq m · d and those that are hydraulically founded, L/s · sq m or cu m/sq m · hr. These models are presented separately in the following discussion.

Although these trickling filter formulations often represent an extensive effort to correlate data and include all process factors that modify the performance, the use of any one of the equations is accepting the fact that it is an approximation. That is, they are not universal and in many cases are suitable only for site specific projection. However, they may model site specific data quite well.

## BOD5 Loading Based Formulations

**National Research Council Formula (NRC).** The NRC formulation (1946) was the result of an extensive analysis of operational records from stone-media trickling filter plants serving military installations. The NRC data analysis concluded that for stone media trickling filters the amount of contact between the filter biomass and organic matter in the liquid depends on the filter dimensions and the number of passes, and secondly, that the greater the effective contact, the greater will be the efficiency. Conversely, the greater the applied organic load, the lower will be the efficiency. Therefore, the primary characteristics that determines efficiency in a trickling filter is a combination of effective contact and applied organic load.

For the 34 stone-media trickling filter plants selected for the NRC study, the efficiency curve best fitting a plot of the parameter "applied load/effective contact area" ( $W/VF$ ) is set forth below:

First or single stage:

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.0085 \left( \frac{W_1}{VF} \right)^{0.5}}$$

Second stage:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \left( \frac{0.0085}{1 - E_1} \right) \left( \frac{W_2}{VF} \right)^{0.5}}$$

where:

- $E_1$  = percent BOD removal efficiency through the first-stage filter and settling tank,
- $W_1$  = BOD loading (lb/day) to the first or single-stage filter, not including recycle,
- $V$  = volume of the particular filter stage in acre-ft (surface area times depth of media),
- $F$  = number of passes of the organic material, equal to

$$(1 + R/Q) / [1 + (1-P)R/Q]^2$$

where  $R/Q$  equals the recirculation ratio (recirculated flow/plant influent flow), and  $P$  is a weighing factor which, for military trickling filter plants, was found to be approximately 0.9,

- $E_2$  = percent BOD removal efficiency through the second-stage filter and settling tank, and
- $W_2$  = BOD load (lb/day) to the second-stage filter, not including recycle.

Both equations are empirical, but represent the average of the data for the rock media trickling filter plants, both with and without recirculation. Some of the limitations and conditions present in the development of the NRC formulas are:

1. Military wastewater is characteristically higher strength than average domestic wastewaters.
2. The effect of temperature on trickling filter performance is not considered (most of the plants studied were in the midwest and southern latitudes of the U.S.).
3. NRC formulas indicate that the organic loading has a greater influence on filter efficiency than hydraulic loading and there is no hydraulic factor.
4. The clarifier practice of the period was shallow units that were hydraulically loaded higher than current practice, hence effluent suspended solids would affect conclusions.
5. Applicability may be limited to stronger than normal domestic wastewaters because no factor is included to account for differing treatability rates if such a condition exists.
6. The formula for second-stage filters is based on the existence of intermediate settling tanks following the first-stage filters.
7. The benefits of distributor speed was unknown and therefore not employed.

#### Hydraulic Loading Based Equation

In the models (Velz, Schulze and Germain) most commonly employed for the design of plastic media trickling filters, the three coefficients common to all model equations are  $K_{20}$  (or  $A_s K_{20}$ ),  $n$  and  $\theta$ . Other equations also employ exponents on media depth and the specific surface area of the media. However, equations with exponents on  $A_s$  and  $D$  are not in common usage for plastic media trickling filters.

The basic model form is the Schulze or Germain equations as set forth below:

$$L_e/L_o = e^{\frac{-K_{20} A_s D \theta^{t-20}}{q^n}}$$

$L_e$  = Settled effluent TBOD<sub>5</sub> - mg/l

$L_o$  = Biofilter influent TBOD<sub>5</sub> - mg/l

$e$  = Napierian Logarithm - 2.718

$K_{20}$  = Treatability coefficient of wastewater and characterization of specific media - day<sup>-1</sup> (combined effects)

$A_s$  = Specific area of the media - sq ft/cu ft

$D$  = Depth of media - ft

$\theta$  = Temperature coefficient, 1.035<sup>t - 20°C</sup>

$q$  = Wastewater application rate without recirculation - gpm/sq ft

$n$  = Hydraulic rate constant, .5 for 27 to 30 sq ft/cu ft media

$K_{20} = K_{20} A_s$



The use of Germain's  $K_{20}$  incorporates the "quality" effect of the media and its surface area into the BOD5R rate coefficient. Most data are reported as  $k_{20}$  or  $k_{20} A$ , where there is no modifier placed on the surface area of the media. Thus,  $k_{20}$  and  $K_{20}$  both include the "quality" effect of the specific media tested.

The value of  $k$  based on TBOD5 is influenced by the quantity of TSS and the endogenous respiration measured as BOD5 of these solids. The endogenous respiration will be a function of the organic loading and the temperature, and to a lesser degree influenced by the wastewater characteristics and the media configuration.

The TBOD5 is expressed as its components as follows:

$$\begin{aligned} \text{TBOD5} &= \text{SBOD5} + \text{TSS} \cdot \text{BOD5} \\ \text{or} \\ &= \text{SBOD5} + f \cdot \text{TSS} \end{aligned}$$

Where:

$f = \text{TSS} \cdot \text{BOD5} / \text{TSS}$ , the endogenous respiration coefficient of the effluent TSS.

The value of  $k_{20}$  in the Germain Equation is defined by the following expression:

$$k_{20} = \frac{\ln \left( \frac{L_0}{L_n} \right) (q^{0.5})}{(D) (1.035^{t-20})}$$

where:

$$\begin{aligned} L_0 \text{ and } L_n &= \text{SBOD}_5 + f(\text{TSS}) \\ n &= 0.5 \text{ for data correlation} \end{aligned}$$

Since the normal value of the  $\text{TSS} \cdot \text{BOD5}$  is 50 to 75% of the TBOD5, the value of  $k$  will be significantly dependent on the settled effluent TSS.

The biotower efficiency as well as the  $k$  value is dependent on the clarification efficiency as well as the endogenous respiration of the TSS. In a trickling filter, as in an activated sludge plant, the "work" done by the trickling is best described by TBOD5 in and SBOD5 out.

Efficient final settling must be provided following the filter to collect the biomass that was sloughed from the media. Inadequately designed final clarifiers have been the direct cause of many poor performances. The clarification needs of trickling filters effluent is the same as that required for activated sludge.

When solids are allowed to accumulate in trickling filters and become anaerobic, these solids will not readily separate during sloughing cycles. For that reason, the hydraulic regime employed should encourage continuous sloughing of excess biomass.

The BOD5 of the effluent TSS from a trickling filter can be quite high. This is particularly true at higher loadings and in cold weather where the endogenous respiration slows in the filter, but is accelerated in the 20°C BOD5 bottle.

### Design Example

- |   |               |
|---|---------------|
| 1. Design flow  | 5 MGD         |
| 2. Influent total BOD5 to filter  | 140 mg/l      |
| 3. Required effluent after final clarification                          | 30 mg/l       |
| 4. Average winter wastewater temperature                                | 15°C          |
| 5. Typical domestic wastewater with little or no industrial contributor |               |
| 6. Hydraulic loading to filter  | .75 gpm/sq ft |

Step 1 - temperature Correct  $K_{20^\circ\text{C}}$  to  $15^\circ\text{C}$

$$K_{20^\circ\text{C}} = .09$$

$$K_{15^\circ\text{C}} = .09 \left[ 1.035^{15-20^\circ\text{C}} \right]$$

$$K_{15^\circ\text{C}} = .076$$

Step 2. Solve for Depth, feet

$$\ln \frac{30 \text{ mg/l}}{140 \text{ mg/l}} = - \frac{.076 (D)}{\sqrt{.75}}$$

$$D = \frac{-1.54}{-.088}$$

$$D = 17.5 \text{ feet}$$

(Use 18 ft since media is provided in 2 ft high modules)

Step 3. Calculate Filter Diameter

$$\emptyset = \frac{5,000,000 \text{ GPD}}{1,440 \text{ gpm}} \div .75 \text{ gpm/sq ft}$$

$$\emptyset = 4,630 \text{ sq ft or } 76.8 \text{ ft}$$

Step 4. Calculate Organic Loading

$$\text{lbs BOD/day} = 5 \text{ MGD} \times 8.34 \times 140 \text{ mg/l}$$

$$= 5,838 \text{ lbs BOD}$$

$$\text{lbs BOD/1000 cu ft of media} = \frac{5,838 \text{ lbs}}{83.384 \text{ cu ft}}$$

$$= 70 \text{ lbs BOD/day/1000 cu ft}$$

## OPERATION AND MAINTENANCE

Some of the factors which control the performance of the plastic media trickling filters are discussed in this section.

**Pretreatment.** The influent wastewater should have primary settling or fine screening before being applied to the Surfpac plastic media. The application of filter influent wastewater directly to the plastic media should not be attempted except under special circumstances.

**Minimum Wetting Rate.** Experience has shown that the performance of PVC trickling filters improves with an increase of hydraulic loading rate to 0.5 to 1.0 gpm/sq ft. It is possible, at lower than design flows, to use a lower wetting rate without impairing effluent quality. The minimum suggested rate is 0.5 gpm/sq ft, but tests at lower rates may prove feasible and can thereafter be used. Higher rates due to recycle should have no adverse effects and may improve performance slightly. Generally, rates in excess of 4 gpm/sq ft are not effective.

**Waste Application and Flow Distribution.** Rotary distributors are preferred over fixed nozzles for flow distribution since they distribute the wastewater much more uniformly. There is also less routine maintenance on a rotary distributor. Uniform distribution is critical to performance with either device.

A pan test should be conducted to be assured that the flow distribution is uniform.

Rotary distributor speed control can be employed to improve trickling filter performance.

**Trickling Filter Feed and Recycle.** Common practice is to permit the recycle quantity of the trickling filter to vary as a function of the plant influent flow. As the filter influent wastewater flow decreases, the difference would be made up by recycle of trickling filter effluent. A constant wetting rate should be kept on the trickling filter.

The optimum total trickling filter feed rate is site specific as determined through experimentation once the unit has become acclimated after start-up.

**Ventilation.** Good ventilation is essential to the proper performance of plastic media trickling filters. For Surfpac plastic media trickling filters, transfer efficiency is about 5% of the oxygen supplied. Therefore, 20 pounds of oxygen is required for every pound of BOD oxidized in the tower.

The primary driving force for ventilating by natural convection is the difference in air temperature inside and outside of a plastic media trickling filter. Because this driving force can be small, openings must allow air to pass freely. Approximately two square feet of air openings should be provided per 1000 cu ft of media. These air openings should be placed uniformly around the base of the plastic media trickling filter below the media.

The volume of air required is almost always very small compared to the volume of air that normally will flow through of Surfpac plastic media trickling filter by natural draft. Since this extra volume of air makes no contribution to the unit efficiency, but will cause increased cooling of the wastewater during cold weather operation, provisions should be made for controlling the air flow through the trickling filter. In all cases, the vents should be designed with louvers which can be closed during colder weather operation.

Some vents should be closed when the wastewater temperature drops below 45°F because the lowered wastewater temperature exhibits adverse effects on the trickling filter performance. Air flow should not become so restricted, however, as to cause oxygen starvation in the trickling filter. The judgment of the operator is utilized to provide optimization in these situations.

Forced ventilation is strongly recommended for almost all installations. Any of the following conditions warrant using forced air ventilation:

Influent total BOD<sub>5</sub> is 400 mg/l or greater;

Wastewater temperature is within 5°F (or less) of average ambient air temperatures;

Diameter of the plastic media trickling filter is 75 ft or greater;

Plastic media trickling filter is designed for combined total BOD reduction and nitrification;

Effluent requirements of NH<sub>3</sub>-N are 3 mg/l or less in nitrifying plastic media trickling filters.

Fan requirements can be calculated with this formula:

Total Oxygen Demand (TOD) = .75 (lbs total BOD<sub>5</sub> applied) + 5.75 (lbs NH<sub>3</sub>-N applied).

$$\text{AIR RATE} = \frac{\text{TOD} \times 50}{24 \text{ hr/day} \times (1.04 \text{ lbs O}_2/\text{scfm/hr})}$$

$$\text{AIR RATE} = \text{TOD} \times 2.00 \text{ scfm}$$

This calculation assumes a 5% utilization of available oxygen in the plastic media trickling filter. When sizing fans for total BOD removal alone, calculate TOD with (1 lb NH<sub>3</sub>-N Applied) = 0.

### Maintenance

Very little routine maintenance of the Surfpac plastic media is required. If the top bundles are damaged, replacement bundles may be obtained from the manufacturer. Minor damage will not affect media performance or structural strength.

If filter influent wastewater (without fine screening or clarification) has been discharged for a period onto the plastic media trickling filter, it is suggested that accumulated solids be removed from the surface. Long-term operation without fine screens or primary clarification could lead to in-depth plugging.

**Daily Operation.** Once growth on the media has been established and the plant is in normal operation, very little routine operational control is required. The following checks should be made daily:

- Check distributor nozzles, top of filter media, underdrains, and vent pipes for plugging.
- Observe the filter influent and effluent wastewater for clarity and suspended solids and observe the biological growth on the filter media.
- Observe rotor distributors for uneven, jerky motion and for leakage around seals. Check distributor bearing oil levels on periodic basis.
- Check pump packing glands for excessive leaking or excessive heat.
- Check pump and motor bearings for excessive heat or unusual noise.
- Check ventilation fans for proper operation.
- Check odor control system chemical supplies.

**Trouble Shooting.** In the event that the trickling filter is not performing as anticipated by the design, an investigation of possible sources should be undertaken.

**Nutrients.** The term nutrients includes all the structural units and energy sources that every organism requires for building and maintaining its structure. With the exception of phosphorus and nitrogen, almost all essential elements are generally present in adequate quantities in the carrier water. As a rule of thumb, 5 lbs of nitrogen and 1 lb of phosphorus are required for each 100 lbs of BOD removed (BOD-N-P ratio of 100:5:1). A domestic almost invariably contains sufficient nitrogen and phosphorus, but industrial wastes from refineries, canneries, paper mills, etc., frequently do not.

Improper nutrient balance results in decreased process performance efficiency. Also, since fungi require only one-half the nitrogen that bacteria do, a nitrogen-deficient waste will generally result in media that is loaded with fungi. This can disrupt normal operation under severe conditions.

**Toxicity.** In wastes containing industrial fractions, toxic constituents may adversely affect efficiency. Such materials include heavy metals such as chrome, lead, copper, and mercury; as well as insecticides, cyanides, high concentrations of phenols, etc. Biological systems can become acclimated to many toxic constituents if such elements occur in low, steady-state concentrations, but surges and shock loads will always have an unsettling effect on the system. A major advantage of Surfpac plastic media trickling filter is that it will recover from a shock load rapidly in contrast to other more complicated systems such as activated sludge, which may require a week or more to regain normal efficiency.

However, repeated toxicity problems should be removed at the source. This is the most cost-effective approach and consistent with federal and state requirements to control toxicants at the source. Lime treatment in the primary clarifier can control heavy metal toxicity, but may pose sludge settling problems.

**pH.** The optimum pH covers a range of 6.0 to 8.0. Below 6.0, fungi begin to dominate, and at 4.5 they will take over almost completely. As the pH rises above 9.5, a toxic effect is noted, and almost no micro-organisms can survive at 11.0. As the pH levels change below or above the optimum, the efficiency of the unit will be significantly reduced. In addition, rapidly occurring pH changes have a dramatic effect on the bacterial slime growth. 28

**Clarification.** The suspended solids in a trickling filter effluent will contain 0.5 to 0.6 mg BOD<sub>5</sub>/mg TSS in the summer and 0.6 to 0.7 mg BOD<sub>5</sub>/mg TSS in the winter.<sup>5</sup> Winter BOD<sub>5</sub>/TSS ratio is higher due to the suppression of endogenous respiration by cold weather. Therefore, 30 mg/l TSS in the effluent can contribute 15 to 21 mg/l BOD<sub>5</sub>.

Final clarifier design and sludge removal mechanism have a significant impact on the trickling filter performance. Typically, conservative overflow rates and clarifier design with slow rate sludge pick-up are recommended.

### **Manufacturer Services**

In the event that the problems are not definable by plant personnel, American Surfpac Corporation may be able to provide process analysis and consulting on per diem basis.

### **Media Protection**

The Surfpac plastic trickling filter media has the maximum amount of ultraviolet stabilizer injected into the PVC material compound which is possible without causing distortion of the physical properties such as; tensile strength, modulus of elasticity, heat deflection, etc.

The ultraviolet stabilizer will retard degradation to the media caused by direct exposure to the sun. However, the stabilizers will not eliminate the degradation indefinitely. Just as a battery eventually becomes useless once the electricity becomes depleted, the UV stabilizer will eventually become depleted depending on how much exposure the media has to the sun.

The degradation effect is cumulative, and there is no finite procedure to determine when the ultraviolet inhibitor has depleted its useful service life.

We can confidently state that in over 150 Surfpac media installations in the U.S.A., ultraviolet degradation of the media has not been a problem.

During service, the media is protected against the ultraviolet rays by the attached biomass and the wastewater film. Precautions should be followed to protect the media against long-term direct sun exposure if the filters will be taken out of service for an extended period of time.

The top layer of the media can be covered with white plastic film. Or, a water sprinkler system can be installed to wet the media during daylight hours.

There is no problem applying the wastewater to the media as soon as the media installation is completed.

Another precaution to be considered is installing a fiberglass grating walkway on top of the media from the filter access point, out to and around the center column. No matter how strong the top layer modules, the media may become damaged where the maintenance personnel continuously walk upon the media to service the rotary distributor.



## "WHY CHOOSE A TRICKLING FILTER PROCESS?"

FEATURES	ADVANTAGES	BENEFITS
Trickling Filter Process	<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Need only 1/2 land area of activated sludge basins.</li> <li>b. Need only 1/4 land area of oxidation ditch.</li> <li>c. Self supporting, light weight and easy to install.</li> </ul>	Low Initial Capital Cost
	<ul style="list-style-type: none"> <li>a. 35% to 40% lower operating and maintenance cost than activated sludge.</li> <li>b. Minimal operating skill required.</li> <li>c. Zero maintenance cost.</li> </ul>	Low Operating Costs
	<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Overall energy requirements are typically less than 10 brake horsepower per MGD treated for 90% BOD<sub>5</sub>.</li> <li>b. Rotary Distributor is self-propelled, or if motor drive requires only 1/4 hp/unit.</li> </ul>	Lower Energy Cost
	<ul style="list-style-type: none"> <li>a. The trickling filter process is dependable and versatile.</li> <li>b. Easily upgrades existing activated sludge facilities that are either hydraulically or organically overloaded.</li> <li>c. Helps control activated sludge bulking problems.</li> <li>d. Improves settleability of suspended Solids.</li> <li>e. Oxygen source is provided naturally. In most cases, no blowers or mechanical aeration equipment is required.</li> <li>f. Quickly recovers from shock or toxic loads compared to activated sludge.</li> </ul>	Dependable and Versatile

## THE TRICKLING FILTER PROCESS

- A. Introduction and History
  - 1. background/process description
  - 2. classification
  - 3. application
- B. Components
  - 1. distribution system
  - 2. media
  - 3. underdrain system
  - 4. foundation and walls
  - 5. ventilation
- C. Factor Affecting Performance
  - 1. pretreatment/primary treatment
  - 2. hydraulic loading
  - 3. organic loading
  - 4. ventilation
  - 5. media
- D. Carbonaceous BOD Design Procedure
  - 1. design models
  - 2. design example
- E. Operation and Maintenance
- F. Case Histories

## SURFPAC TRICKLING FILTER MEDIA

- Originally developed by Dow Chemical in 1965.
- First plastic media for wastewater treatment in U.S.A.
- Over 150 Surfpac media installations.
- More than 22 million cubic feet of Surfpac media.
- AMERICAN SURFPAC CORPORATION located in Downingtown, Pennsylvania.
- 73,000 square feet manufacturing complex.
- Robert W. Ryall, 17 years experience with plastic trickling filter media.

## Milestones in the Trickling Filter Development

1889	Lawrence Experiment Station, Mass. - Use gravel bed
1890's	English-Sprays and Underdrains Added
1901	Experimental Plant, Madison, WI - Basic design data and sizing criteria
1908	Columbus, OH at 10 acres - first major U.S. installation
1911	Baltimore, MD at 14 acres - largest U.S. installation
1940	1485 WWTW with Trickling Filters
1946	NRC Formulation developed for rock filters
1955-60	Synthetic Media Development and Evaluations-Fluor Corporation, Meade Corporation & Dow Chemical Company
1956	Introduction of the Superate filter concept, H. Jenks
1960-66	Development of Schulze and Germain Relationships
1962	3506 WWTW with Trickling Filters
1970-75	Use of PVC Media for Nitrification Evaluated and Utilized by 1975
1980	Development of Short-Term Aeration and Solids Contact Processes
1988	3000 WWTW with Trickling Filters

### TRICKLING FILTER

ALSO NAMED:

BIOLOGICAL FILTER

BIOFILTER

BIOLOGICAL OXIDATION TOWER

PACKED BED REACTOR

BIOTOWER

## FIXED FILM TREATMENT MISCONCEPTIONS

- Trickling filters are best suited for effluent qualities about greater than or equal to 30 mg/L BOD<sub>5</sub> and TSS.
- Trickling filter effluent cannot be sparkling and bright like activated sludge effluent.
- Trickling filters do not easily remove soluble BOD<sub>5</sub>.
- There is a high temperature loss through trickling filters in colder climates.
- Trickling filters are not efficient nitrification units.
- Natural ventilation is adequate for oxygen supply.
- Trickling filters should be dosed every 10-60 seconds.
- Recirculation is necessary for best performance.
- Sloughing cycles are normal and are not harmful to filter performance.
- Trickling filters require more land than activated sludge.
- Clarifiers can be designed at higher overflow rates.

### Comparative Physical Properties of Trickling Filter Media.

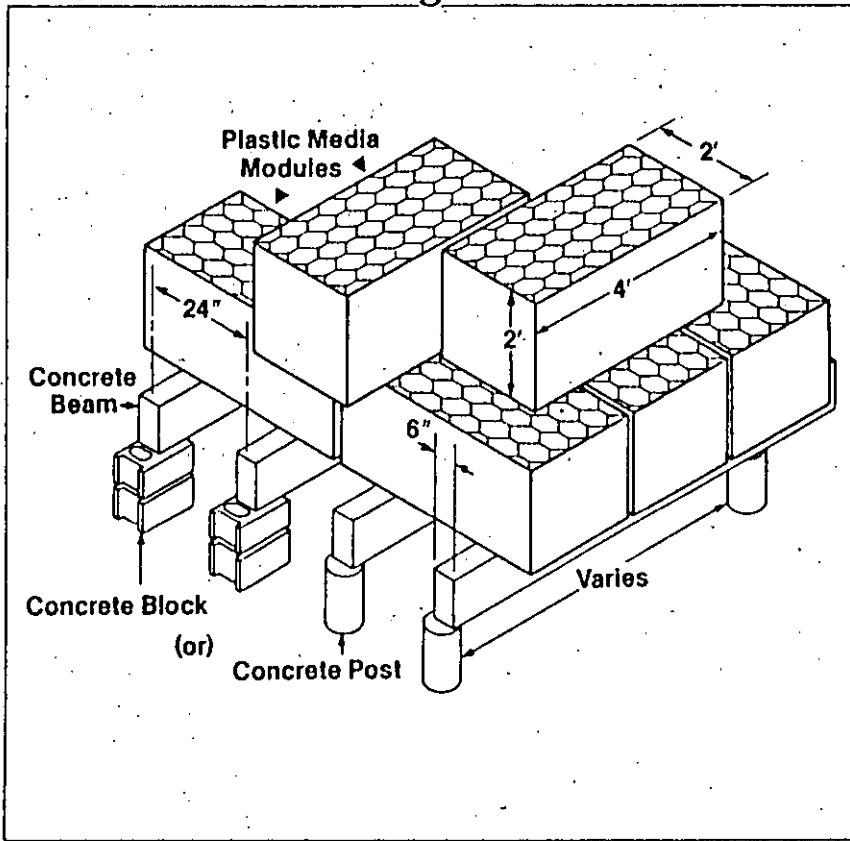
Media Type	Nominal Size In x In	Unit Weight lb/ft <sup>3</sup>	Specific Surface Area ft <sup>2</sup> /ft <sup>3</sup>	Void Space %	Application
Bundle	24x24x48	2-5	27-32	>95	C, CN, N
	24x24x48	4-6	42-45	>94	N
Rock	1-3	90	19	≈50	CN, N
Random	Varies	2-4	25-35	>95	C, CN, N
	Varies	3-5	42-50	>94	N
Wood	48x48x1 7/8	10.3	14	>90	C, CN

C - CBOD<sub>5R</sub>

CN - CBOD<sub>5R</sub> and NOD<sub>R</sub>

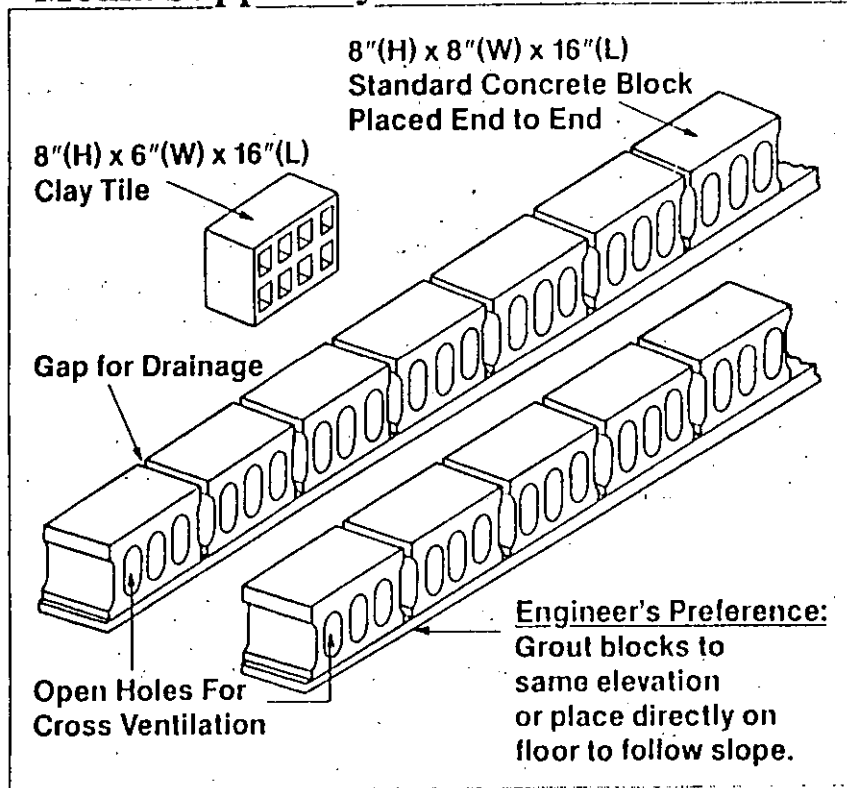
N - tertiary NOD<sub>R</sub>

## Post and Beam Support Structures showing Media Placement.



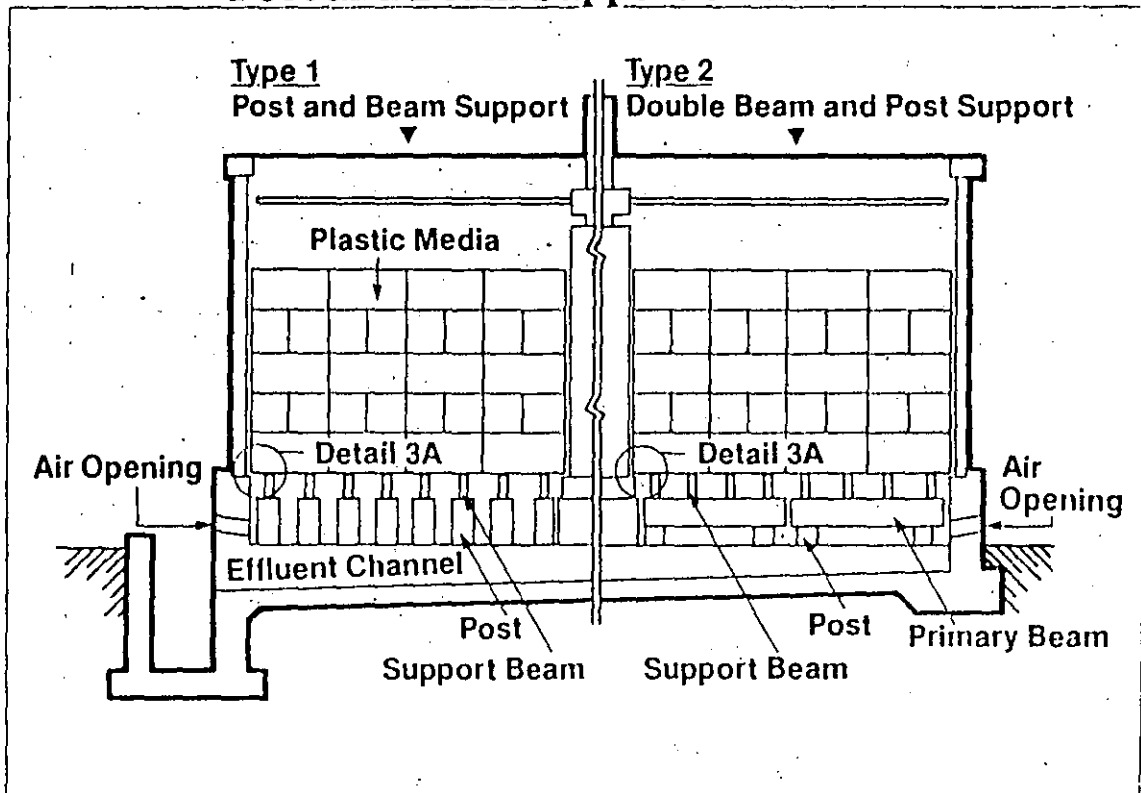
23

## Media Support System for Shallow Filter.



24

## Post and Beam Support Structures.



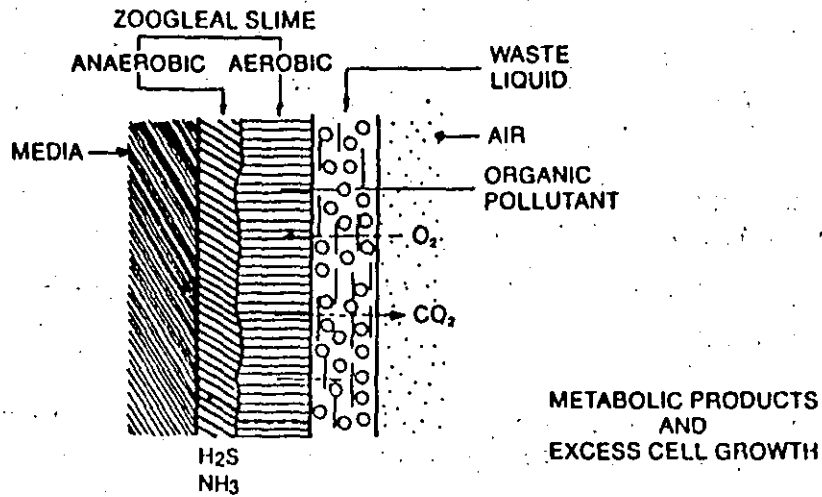
Comparison of different types of trickling filters.

Operating Characteristics	Low or Standard Rate	Intermediate Rate	High Rate	Super High Rate (Plastic Media)	Roughing
Hydraulic loading: mgd/ac gpd/sq ft	1-4 25-90	4-10 90-230	10-40 230-900	15-90* 350-2100*	60-180* 1400-4200
Organic loading: lb BOD <sub>5</sub> /d/ac ft lb BOD <sub>5</sub> /d/1000 cu ft	200-1000 5-25	700-1400 15-30	1000-1300 25-300	Up to 300 Usually	100** Not normally required
Recirculation	Minimum	Usually	Always	Usually	Few
Filter flies Sloughing	Many Intermittent	Varies	Varies Continuous	Few Continuous	Continuous
Depth, ft	6-8	6-8	3-30	Up to 40	3-20
BOD removal, %	80-85	50-70	65-80	65-85	40-65
Effluent quality	Well nitrified	Some nitrification**	Some nitrification	Limited nitrification	No nitrification

\*Does not include recirculation.

\*\*Nitrification is more likely to occur in two rather than in a single-stage system.

Note: mgd/ac  $\times (1.083 \times 10^{-3}) = m^3/m^2 \cdot s$ ; gpd/sq ft  $\times 0.0408 = m^3/sm^2 \cdot d$ ; lb/d/ac  $\times 0.112 = g/m^2 \cdot d$ ; lb/d/1000 cu ft  $\times 0.016 = kg/m^3 \cdot d$ ; ft  $\times 0.3048 = m$ .



## Oxygen diffusion from wastewater into the surface of biological film.

### PLASTIC MEDIA VS. ROCK MEDIA

- Much more surface area per unit volume for zoogloeal slime growth is provided.
- The much higher void ratio improves air circulation and oxygen transfer and decreases the likelihood of plugging.
- Hydraulic retention time in the filter increases.
- Its low weight allows deeper filters.
- The use of greater organic and hydraulic loadings per unit area and volume is permitted.
- The chemical resistance to wastewater is better.
- Better distribution of wastewater is provided.
- Reinforced concrete media support walls are not required because the plastic media is self-supporting.

### PRETREATMENT AND PRIMARY TREATMENT

Grit and Screenings Removal

Chemical Treatment

Clarification

Equalization

Neutralization

Pre-Chlorination

Pre-Aeration

## RECIRCULATION CAN BE USED FOR SEVERAL PURPOSES:

- To Reduce the strength of the filter influent wastewater;
- To increase the hydraulic load and thereby to reduce the opportunity for fly breeding;
- To slough solids off the filter and to prevent ponding by increasing shearing forces;
- To dilute toxic wastes;
- To reseed a filter; and
- To keep rotary distributors revolving, to more uniformly distribute the flow, and to keep filters from drying out when influent flows are low.

## POTENTIAL DISADVANTAGES OF RECIRCULATION:

- More energy is used from pumping, which increases operating costs;
- Wastewater temperatures are lowered, possibly resulting in icing and reduced biological activity.
- If the recirculation rate is too high, the hydraulic limits of the filter media, filter underdrains, or post-filter clarifiers may be exceeded. The underdrains should not flow more than half full because insufficient air circulation and anaerobic conditions may develop in the filter.
- The filter's hydraulic detention time, and therefore the organics removal efficiency, may be reduced.

Table 2.17. Recommended Overflow Rates for Primary Clarifiers.

BWD m	Overflow Rate - m/hr		Overflow Rate - gal/ft <sup>2</sup> ·d	
	Avg	Max	Avg	Max
2	0.72	1.19	430	700
3	1.02	1.69	600	1000
4	1.44	2.21	850	1300
5	1.61	2.71	950	1600





**Comparative Physical Properties of Trickling Filter Media.**

Media Type	Nominal Size In x In	Unit Weight lb/ft <sup>3</sup>	Specific Surface Area ft <sup>2</sup> /ft <sup>3</sup>	Void Space %	Application
Bundle	24x24x48	2-5	27-32	>95	C, CN, N
	24x24x48	4-6	42-45	>94	N
Rock	1-3	90	19	50	N
Rock	2-4	100	14	60	C, CN, N
Random	Varies	2-4	25-35	>95	C, CN, N
	Varies	3-5	42-50	>94	N
Wood	48x48x1 7/8	10.3	14		C, CN

C - CBOD<sub>5n</sub>

1 in = 25.4 mm

CN - CBOD<sub>3n</sub> and NOD<sub>R</sub>

1 lb/ft<sup>3</sup> = 16.05 kg/m<sup>3</sup>

N - tertiary NOD<sub>R</sub>

1 ft<sup>2</sup>/ft<sup>3</sup> = 0.305 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>

**Effect of Bio-film Thickness on the Aerobic Surface Area.**

Slime Thickness		Void Volume <sup>(1)</sup> %	Surface Area		Area Loss %
mm	in		ft <sup>2</sup> /ft <sup>3</sup>	m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>	
0	0	98	30	98	0
4	0.16	78	26	85	12
6	0.24	66	24.3	80	20
8	0.32	58	23	75	24

<sup>(1)</sup>Media is constructed with 20 mil sheets of 1.4 sp gr PVC. 46

The use of  $BOD_5$  throughout this section shall mean carbonaceous or nitrification inhibited  $BOD_5$  ( $CBOD_5$ ) whether total  $BOD_5$  ( $TBOD_5$ ) or soluble  $BOD_5$  ( $SBOD_5$ ). The  $TBOD_5$  of a wastewater or partially treated or effluent wastewater is the sum of the  $SBOD_5$  and the  $BOD_5$  of the TSS and defined as follows:

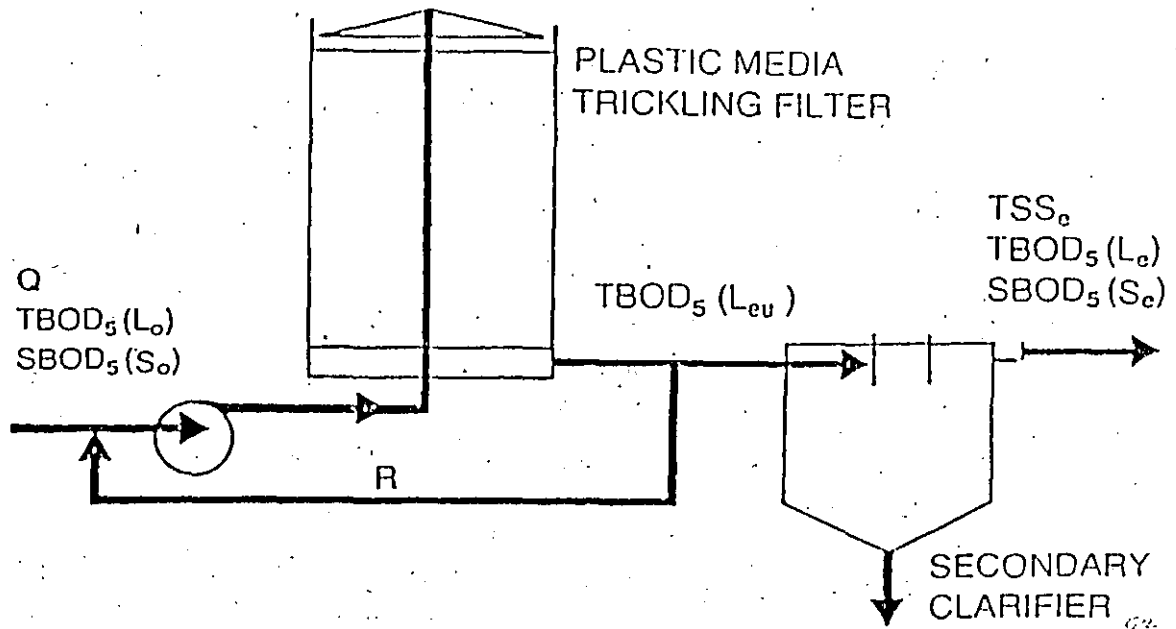
$$\begin{aligned} TBOD_5 &= SBOD_5 + TSS \cdot BOD_5 \\ \text{or} \\ &= SBOD_5 + f(TSS) \end{aligned}$$

where:

$$f = \frac{TSS \cdot BOD_5}{TSS}$$

The value of  $f$  is the respiration of the TSS expressed as  $BOD_5$  and it may vary from 0.2 - 0.9 mg/mg depending on whether it is raw sewage, primary effluent, or secondary effluent.

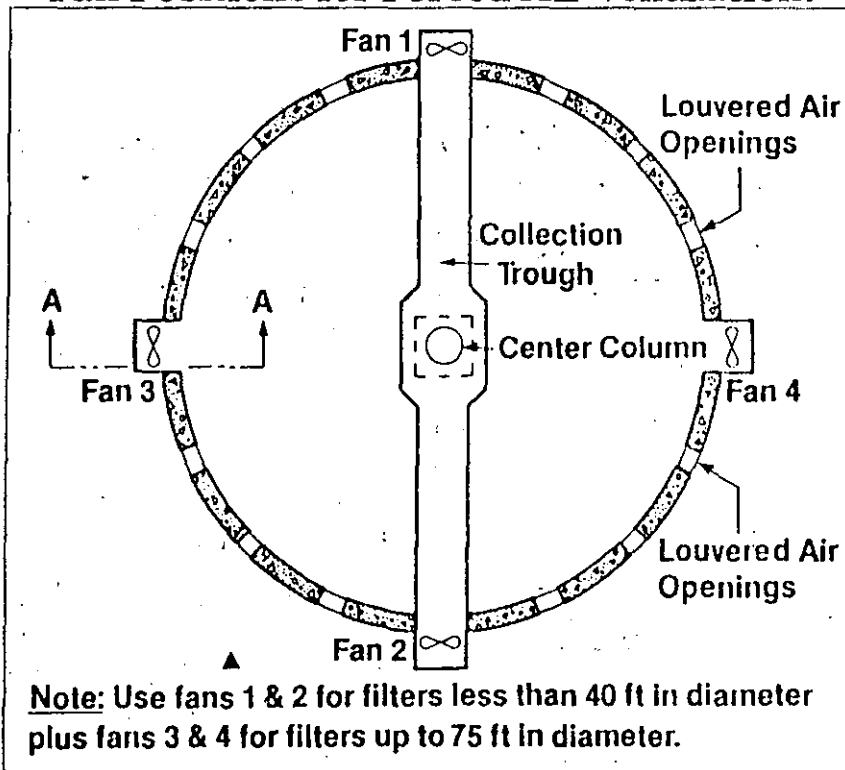
### SBOD<sub>5</sub> and TBOD<sub>5</sub> REMOVAL 'k' COEFFICIENT



**Table 2.2. Typical Values of TSS · BOD<sub>5</sub>/TSS or f**

Wastewater	BOD <sub>5</sub> mg/L	SBOD <sub>5</sub> mg/L	TSS mg/L	TSS · BOD <sub>5</sub> mg/L	f mg, mg
Raw Sewage	200	70	200	130	0.65
Primary Effluent	136	70	80	66	0.83
T.F. Effluent					
0.5 kg/m <sup>3</sup> · d	45	6	78	39	0.50
1.0 kg/m <sup>3</sup> · d	65	13	80	52	0.60
2.0 kg/m <sup>3</sup> · d	79	17	83	62	0.75

**Fan Positions for Forced Air Ventilation.**



RELATIVE DIFFERENCE <sup>Ⓐ</sup>	EFFLUENT QUALITY						OPERATING CHARACTERISTICS						QUALITATIVE FACTORS						GENERAL RECOMMENDATIONS												
	LOW LOAD			HIGH LOAD			HYDRAULIC RESIDENCE TIME		OXYGEN TRANSFER		FILTER FLIES		BIOGROWTH		EASE OF INSTALLATION		AIR VENTILATION			MEDIA STRENGTH		TOWER CONSTRUCTION		MEDIA HEIGHT		MEDIA SURFACE AREA		MEDIA VOID SPACE		WEIGHT OF MEDIA	
	SOLUBLE BOD	TSS	TOTAL BOD	NITRIFICATION	SOLUBLE BOD	TSS	TOTAL BOD	HYDRAULIC RESIDENCE TIME	OXYGEN TRANSFER	WETTING	FILTER FLIES	BIOGROWTH	PLUGGING	EASE OF INSTALLATION	AIR VENTILATION	MEDIA STRENGTH	TOWER CONSTRUCTION	MEDIA HEIGHT		MEDIA SURFACE AREA	MEDIA VOID SPACE	WEIGHT OF MEDIA									
HORIZONTAL	●	■	●	●	■	●	○	○	+	○	■	⊕	○	+	○	○	○	●	⊕	○	SURFACE AREA LOW. NOT RECOMMENDED FOR TRICKLING FILTER USE. BEST USED WITH SLUDGE RECYCLE TO OPTIMIZE MEDIA.										
VERTICAL	⊕	○	○	⊕	+	○	+	■	○	○	+	+	+	⊕	●	○	○	⊕	⊕	⊕	⊕	OPTIMUM USE IS AT HIGH LOADING TO THE FILTER ESPECIALLY WHERE PLUGGING MIGHT BE A PROBLEM WITH OTHER MEDIA.									
60° CROSSFLOW	+	+	+	+	⊕	+	⊕	○	○	○	⊕	○	○	⊕	○	⊕	○	⊕	⊕	⊕	⊕	BEST AVAILABLE MEDIA FOR USE WITH FILTERS AT LOW TO MODERATE LOADING OR WHERE NITRIFICATION IS REQUIRED.									
45° CROSSFLOW	○	○	○	○	⊕	○	○	○	○	●	○	○	●	+	○	⊕	○	⊕	⊕	⊕	⊕	NOT RECOMMENDED IN LIEU OF AVAILABLE 60° CROSSFLOW MEDIA.									
RANDOM	⊕	○	○	○	○	●	○	⊕	○	■	○	●	○	○	○	●	●	○	⊕	⊕	⊕	BEST USED WITH ROTARY DISTRIBUTORS AND AT LOW TO MODERATE LOADING.									
ROCK	○	○	○	■	■	○	■	+	■	⊕	■	○	■	■	■	+	■	■	■	■	■	REPLACEMENT OF EXISTING ROCK MEDIA WITH HIGH RATE TYPES USUALLY NOT JUSTIFIED. BEST USED AT LOW TO MODERATE LOADING.									
COMMENTS	<p><b>NOTES:</b></p> <p>Ⓐ + BEST ⊕ GOOD ○ AVERAGE ● POOR ■ WORST</p> <p>Ⓑ ALL OPERATED IN THE TRICKLING FILTER PROCESS WITH 20 FOOT MEDIA DEPTH EXCEPT ROCK AT 8 FEET</p> <p>IMPORTANT: COSTS MUST BE CONSIDERED ON A SITE SPECIFIC BASIS</p>																														

## TRICKLING FILTER MEDIA COMPARISON

Fan requirements can be calculated with this formula:

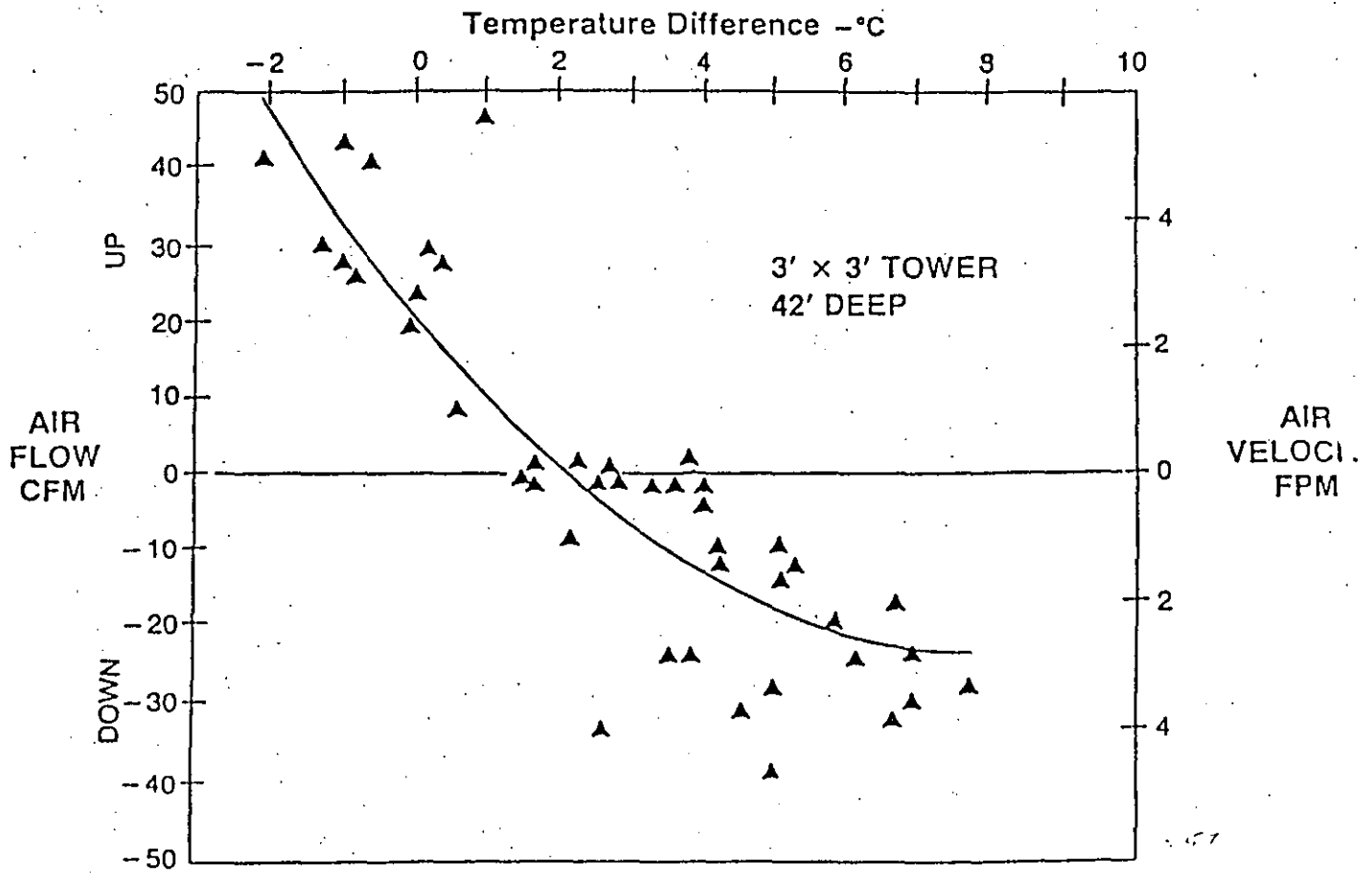
$$\text{Total Oxygen Demand (TOD)} = .75 (\text{lbs total BOD}_5 \text{ applied}) + 5.75 (\text{lbs NH}_3\text{-N applied}).$$

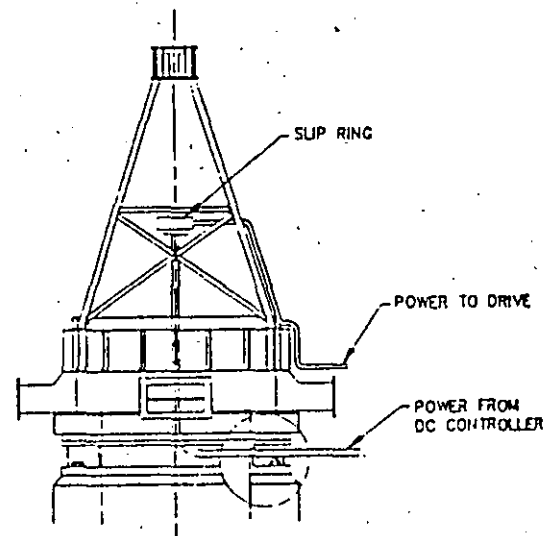
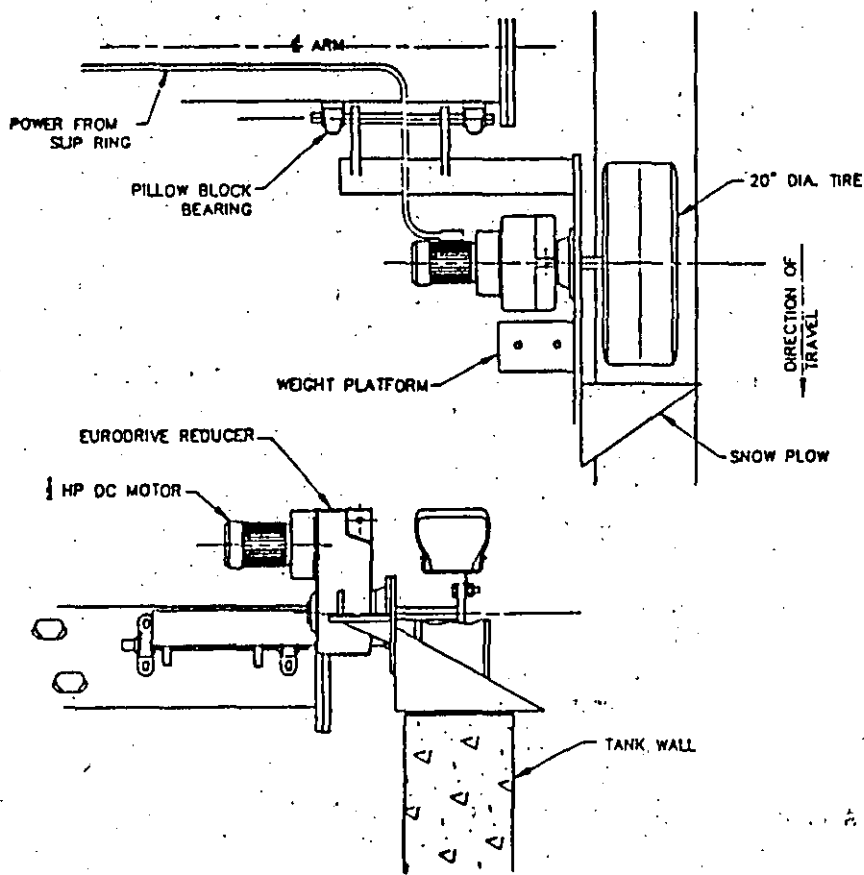
$$\text{AIR RATE} = \frac{\text{TOD} \times 50}{24 \text{ hr/day} \times (1.04 \text{ lbs O}_2/\text{scfm/hr})}$$

$$\text{AIR RATE} = \text{TOD} \times 2.00 \text{ scfm}$$

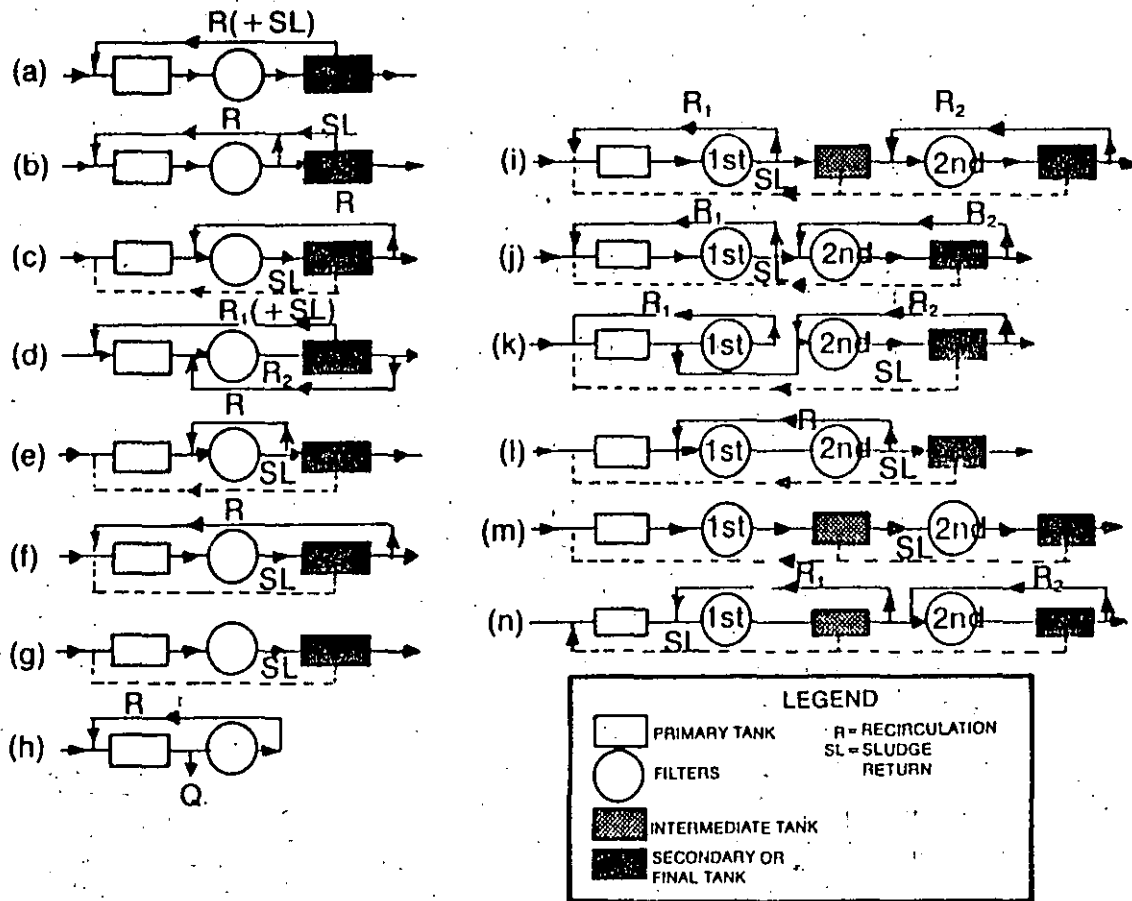
This calculation assumes a 2% utilization of available oxygen in the PMTF. When sizing fans for total BOD<sub>5</sub> removal alone, calculate TOD with (1 lb NH<sub>3</sub>-N Applied) = 0.

# VARIATION IN AIR FLOW WITH TEMPERATURE DIFFERENCE (Air - Water)



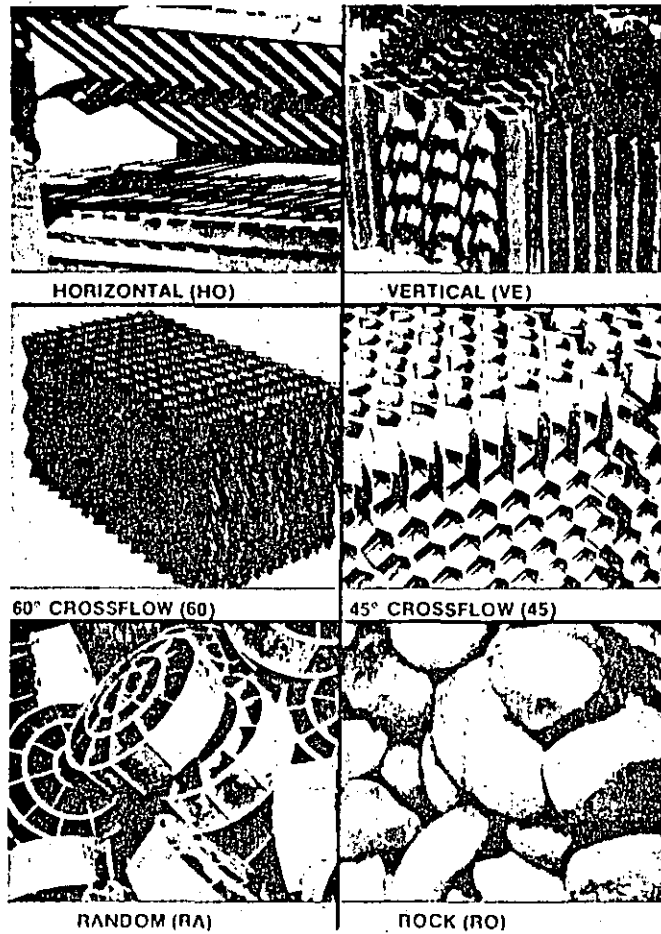


**A Remote Controlled Peripheral Driven Mechanism**



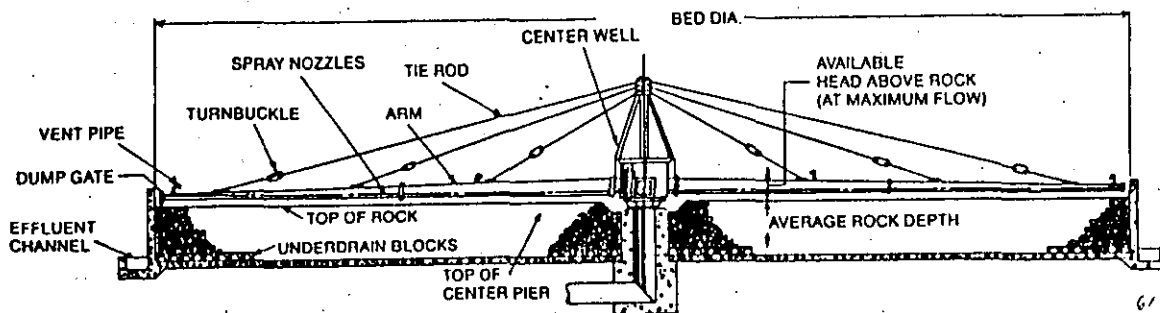
Commonly used trickling filter recirculation schemes.





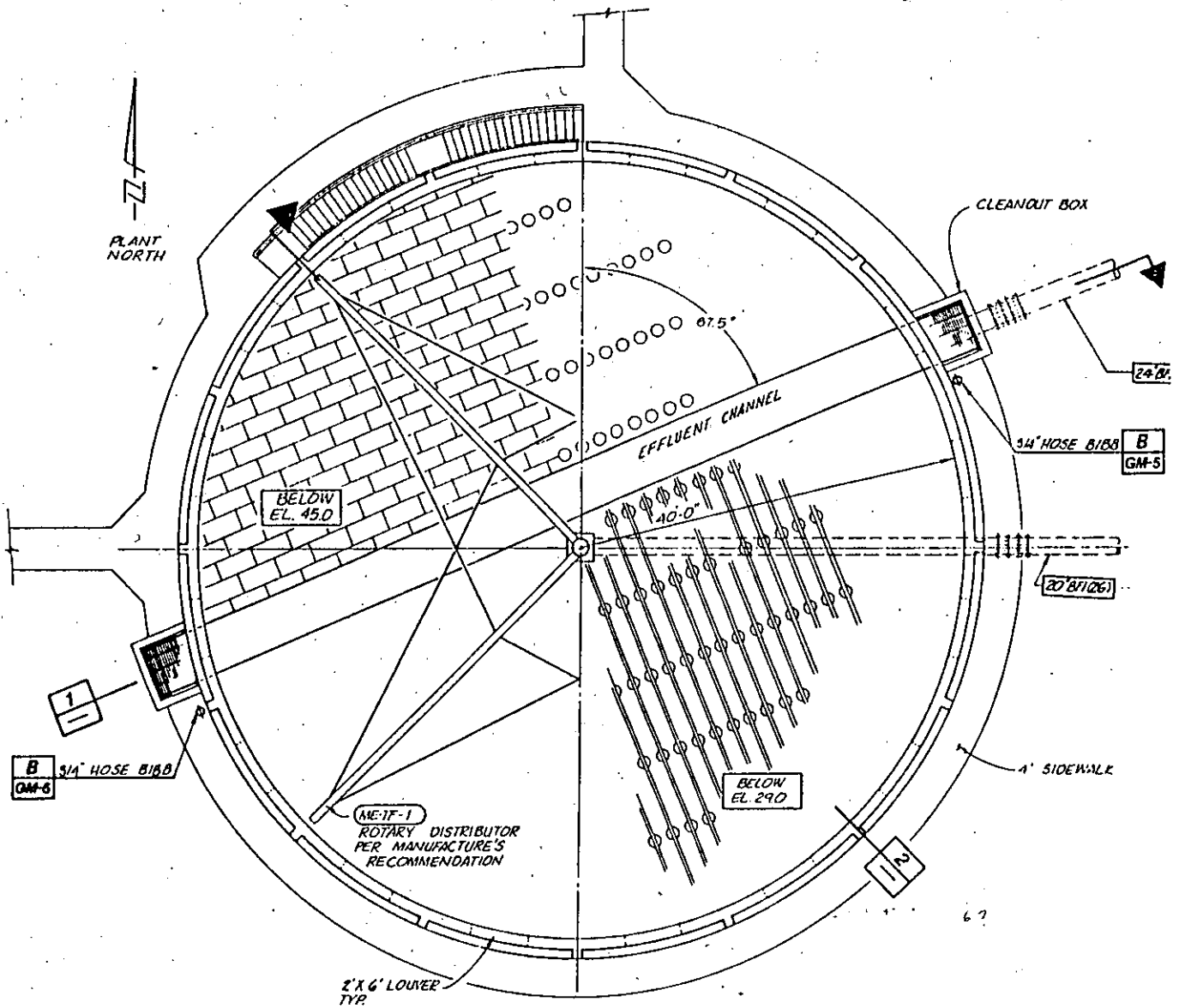
Synthetic media used in biofilters.

60

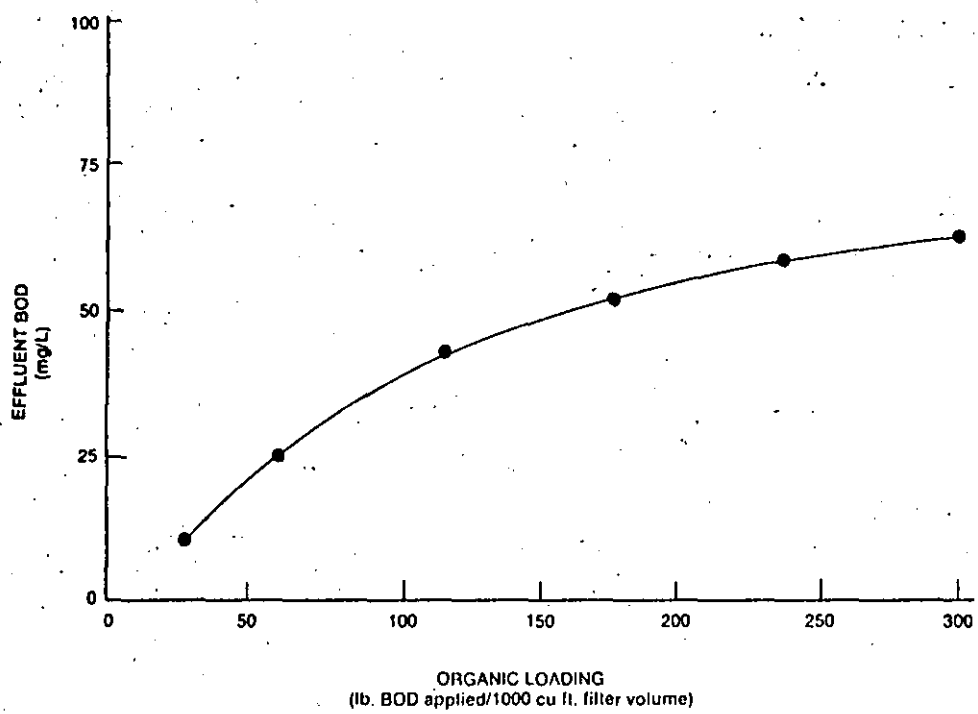


61

Rotary distribution system.



PLAN



**Effluent BOD as a function of organic loading.** 43

Slowly Biodegradable Industrial Waste Germain k Values

Type of Waste LOCATION	Flow - gpm/ft <sup>2</sup>		Depth FT	BOD Load lb/M <sup>3</sup> d	BOD Conc. mg/l	BOD <sub>5R</sub> %	Avg Temp °C	Germain	Treat.
	Feed	Recycle						k <sub>20</sub> <sup>(1)</sup> gpm <sup>0.5</sup> /ft <sup>2</sup>	Constant k <sub>20</sub> <sup>(1,2)</sup> gpm <sup>0.5</sup> /ft <sup>2</sup>
Kraft Mill, AL	0.14	1.00	21.5	10	124	87.8	37	0.020	0.019
	0.57	0.71	21.5	43	134	76.1	37	0.028	0.027
	1.50	0.71	21.5	120	150	72.7	41	0.040	0.042
	2.00	2.00	21.5	179	160	64.4	42	0.032	0.034
	3.70	1.29	21.5	281	135	60.0	47	0.032	0.032
Meat Packing (Anaerobic Pond Effluent), NC	0.43	2.00	21.5	27	114	61	30	0.021	0.018
	3.00	2.00	21.5	201	122	41	30	0.030	0.027
Refinery, CA	2.00	0	21.5	81	72	60	40	0.030	0.021
	1.50	0.5	21.5	78	93	54	36	0.025	0.020
Textile Mill, VA	0.86	0.47	21.5	51	196	78	42	0.031	0.035
	1.50	0.71	21.5	93	233	76	42	0.038	0.047
Hardboard Mill, OR	0.43	1.0	21.5	184	765	49.5	11	0.028	0.065
Paper Co, CAN	0.43	1.00	21.5	67	279	58.6	27	0.021	0.030
	0.70	1.00	21.5	96	244	73.7	38	0.030	0.040
	0.72	1.00	21.5	55	130	73.5	32	0.035	0.034
	0.86	1.00	21.5	62	129	67.8	30	0.026	0.025
	1.21	1.57	21.5	88	129	34.8	35	0.013	0.013
1.50	1.00	21.5	152	181	40.2	36	0.017	0.019	
Paper Co, NY	1.35	1.35	21.5	88	110	64.7	—	0.058	0.051
	1.35	2.00	21.5	100	133	60.9	—	0.051	0.050
	2.50	0.88	21.5	222	159	45.3	—	0.044	0.047
Tannery (Pigskin), MI	0.29	1.00	21.5	115	727	84	33	0.029	0.063
Kraft Mill, New England	0.33	0.67	40.0	50	251	81.3	—	0.024	0.044
	0.65	0.70	40.0	89	228	85.1	—	0.038	0.067
	1.00	0.50	40.0	178	298	77.7	—	0.038	0.075
	1.02	0.88	40.0	167	274	70.1	—	0.031	0.058
	1.34	0.66	40.0	207	258	57.8	—	0.025	0.054
	1.66	0.84	40.0	248	247	62.4	—	0.032	0.057
	2.00	1.00	40.0	384	320	65.6	—	0.038	0.078
2.34	1.18	40.0	577	411	55.7	—	0.031	0.073	
Textile Mill, VA	0.33	0.67	21.6	28	154	81.2	—	0.044	0.047
	1.00	1.00	21.6	68	124	72.6	—	0.060	0.057
	1.56	1.56	21.6	118	137	60.6	—	0.054	0.053
Creosote Mill, MS	0.035	1.00	21.5	76	3914	75.2	—	0.012	0.064
	0.07	1.00	21.5	66	1698	91.9	—	0.031	0.108
	0.14	1.00	21.5	85	1009	80.7	—	0.029	0.080

Notes:

(1) Corrected for temperature, when available by:

(2) Corrected for media depth and strength

$$k_{20} = \frac{\ln(L_o/L_e) q^{0.5}}{D \cdot \theta^{T-20}}$$

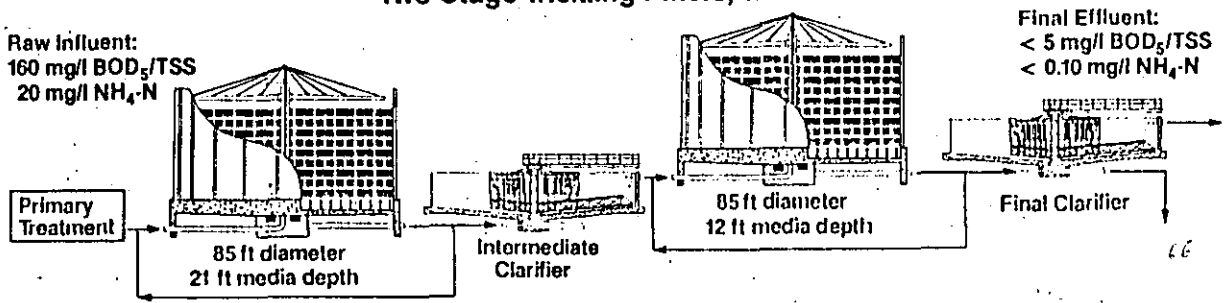
$$k_{c20} = k_{20} \left( \frac{D}{20} \right)^{0.5} \left( \frac{L_o}{150} \right)^{0.5}$$

$$\theta = 1.035$$

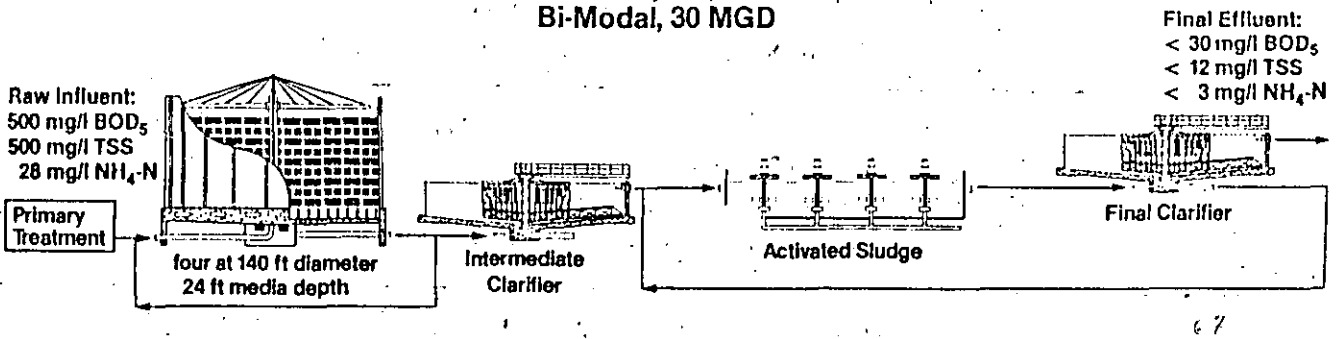
**“WHY CHOOSE A TRICKLING FILTER PROCESS?”**

FEATURES	ADVANTAGES	BENEFITS
Trickling Filter Process	<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Need only ½ land area of activated sludge basins.</li> <li>b. Need only ¼ land area of oxidation ditch.</li> <li>c. Self supporting, light weight and easy to install.</li> </ul>	Low Initial Capital Cost
	<ul style="list-style-type: none"> <li>a. 35% to 40% lower operating and maintenance cost than activated sludge.</li> <li>b. Minimal operating skill required.</li> <li>c. Zero maintenance cost.</li> </ul>	Low Operating Costs
	<ul style="list-style-type: none"> <li>a. Overall energy requirements are typically less than 10 brake horsepower per MGD treated for 90% BOD<sub>5</sub>.</li> <li>b. Rotary Distributor is self-propelled, or if motor drive requires only ¼ hp/unit.</li> </ul>	Lower Energy Cost
	<ul style="list-style-type: none"> <li>a. The trickling filter process is dependable and versatile.</li> <li>b. Easily upgrades existing activated sludge facilities that are either hydraulically or organically overloaded.</li> <li>c. Helps control activated sludge bulking problems.</li> <li>d. Improves settleability of suspended Solids.</li> <li>e. Oxygen source is provided naturally. In most cases, no blowers or mechanical aeration equipment is required.</li> <li>f. Quickly recovers from shock or toxic loads compared to activated sludge.</li> </ul>	Dependable and Versatile

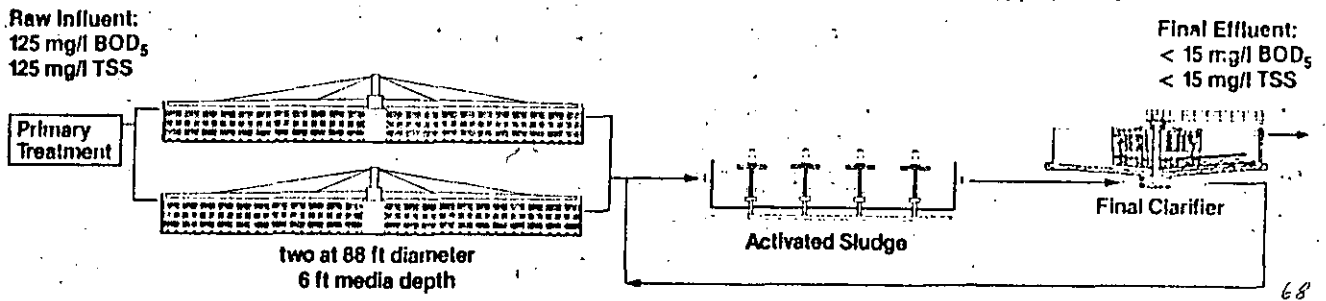
**Cibolo Creek Municipal Authority (CCMA), San Antonio, Texas  
Two-Stage Tricking Filters, 1.1 MGD**



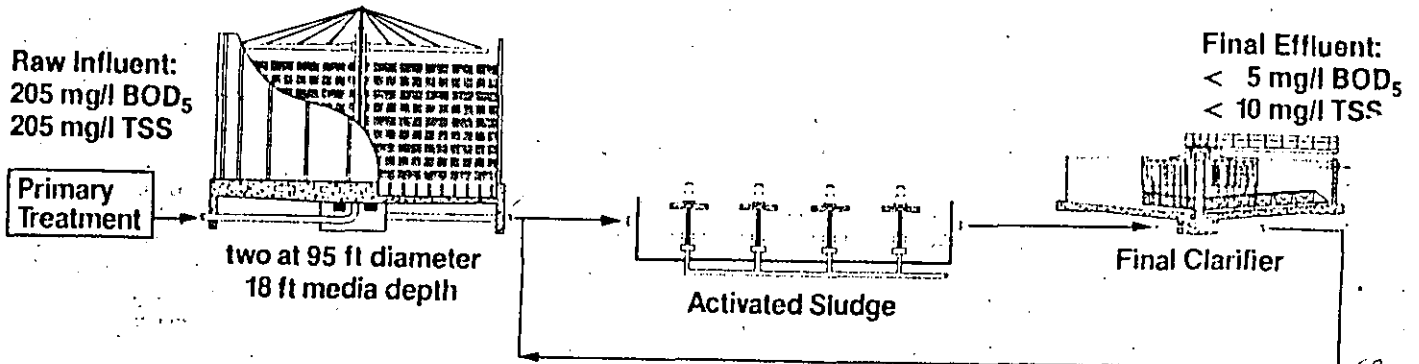
**Cedar Rapids, Iowa  
Bi-Modal, 30 MGD**

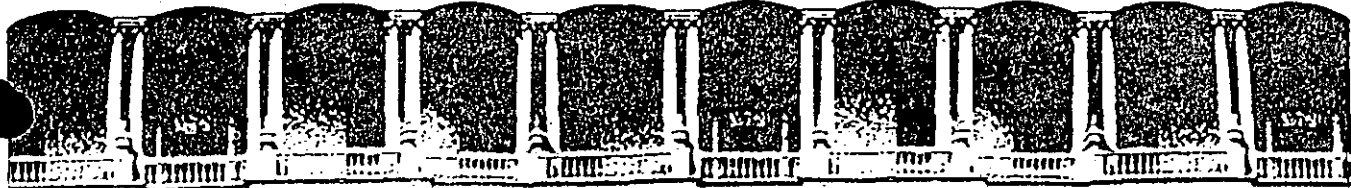


**Fostoria, Ohio  
Roughing Filters, 2.9 MGD**



**Muscatine, Iowa  
Roughing Filters, 7.0 MGD**





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

**CURSOS ABIERTOS**

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

**BIBLIOGRAFIA PARA EL TEMA:**

**LAGUNAS AIREADAS MECANICAMENTE**

**M. EN C. EDMUNDO IZURIETA RUIZ**

**PALACIO DE MINERIA.**

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.



DIRECTORIO DE ALUNNOS DEL CURSO  
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS  
DEL 23 AL 28 DE MARZO DE 1992

1. ACEVEDO MARQUEZ SALVADOR  
PROFESOR ASOC. "C" T.C. DEFINITIVO  
ENEP ACATLAN  
CAMINO DE SAN JUAN TOTOLTEPEC Y  
AV. ALCANTEPEC S/N, STA. CRUZ ACATLAN,  
NAUCALPAN, MEX.  
TEL. 273 23 99 EXT. 267
2. AGUILAR DAVID  
SPICER
3. ALMADA VALENZUELA FERNANDO  
DIRECTOR  
INGENIERIA ALVA S.A. DE C.V.  
ROSALES #379 SUR,  
LOS MOCHIS, SINALOA  
TEL 529 59  
529 71
4. ARREDONDO GARCIA FELIPE  
ADMINISTRADOR  
GRANJA PORCINA  
CARR. PENJAMO-IRAPUATO KM 5.5,  
PENJAMO, GTO., C.P. 36900  
TEL. 2 06 32
5. AYALA DUARTE OCTAVIO AUGUSTO  
GERENTE GENERAL  
TRAGUA  
PAQUINHUATA 72,  
FELIX IRETA,  
MORELIA, MICHOACAN  
TEL. 535 03 DOM.
6. CARDOSO SANCHEZ SAUL  
JEFE DE SECCION DE OSMOSIS INVERSA  
BUFETE INDUSTRIAL INGENIERIA AMBIENTAL, S.A. DE C.V.  
MORAS NO. 850, COL. DEL VALLE,  
BENITO JUAREZ, C.P. 03100  
TEL. 658 52 99
7. CARREÑO CABRERA HECTOR RENE  
SUPERVISOR TECNICO  
GRUPO IEEMSA  
ENRIQUE FARMAN #196,  
COL. AVIACION CIVIL,  
VENUSTIANO CARRANZA, C.P. 15000  
TEL. 763 11 51
8. CORTES TREJO JOSE LUIS  
GERENCIA DE INGENIERIA  
PRODUCCIONES AUTOMOTRICES, S.A.  
CENTENO #616, GRANJAS MEXICO,  
C.P. 08400  
TEL. 657 14 09
9. CHAVIRA CHAVIRA LUIS CARLOS  
JEFE DE TURNO  
FERTILIZANTES QUIMICOS DE MEXICO S.A.  
KM 1504 CARR. PANAMERICANA,  
PREDIO "EL PALOMAR"  
TEL. 203 25
10. CHAGOYA ARCHUNDIA MA. DE LOS ANGELES  
ENTRENANDO EN ECOLOGIA  
ORGANIZACION BIMBRO  
HEGEL #141 5° PISO,  
CHAPULTEPEC MORALES, C.P. 11570  
TEL. 254 68 58
11. CHAVEZ SOTO JUSTINO  
GERENTE GENERAL  
CONSTRUCCION DIRECCION Y CONTROL DE  
OBRA, S.A. DE C.V.  
ANACAHUITA 140, PEDREGAL DE STO. DOMINGO,  
COYOACAN, C.P. 04369  
TEL. 554 86 91
12. DEHESA ORTEGA JOSE ANTONIO  
JEFE DE LA OFICINA DE GESTION AMBIENTAL  
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD-P.H. AGUAMILPA  
AV. MEXICO 343 SUR,  
TEPIC, NAYARIT  
TEL. 2 95 90
13. DIAZ CARVAJAL MANUEL  
JEFE DE DEPTO. DE EVALUACION Y CONTROL TECNICO  
FABRICAS DE PAPEL TUXTEPEC, S.A.  
EX-EJIDO B. JUAREZ S/N,  
C.P. 58300  
TEL. 532 00
14. ELIAS CUADROS JOSE LUIS  
DIRECTOR GENERAL  
EQMANS, EQUIPOS DE MANEJO  
NORTE 78 A #4502  
NVA. TENOCHTITLAN, GVO. A. MADERO,  
TEL. 551 24 14
15. ELIZONDO RANGEL LUCIA YOLANDA  
INGENIERIA DE PROYECTOS  
BELCO MEXICANA, S.A. DE C.V.  
LOPE DE VEGA 117-7° PISO,  
CHAPULTEPEC MORALES, MIGUEL HIDALGO, C.P. 11560  
TEL. 531 77 74
16. FRUTOS REGALADO DANIEL  
JEFE DEL DEPTO. PROCESO  
BELCO MEXICANA, S.A. DE C.V.  
LOPE DE VEGA NO. 117, 7° PISO,  
CHAPULTEPEC MORALES, MIGUEL HIDALGO,  
C.P. 11560  
TEL. 531 77 74
17. FIGUEROA SANCHEZ JOAQUIN  
ING. DE TECNOLOGIA  
NEGRO DE HUMO NEGROMEX  
CARR. TAMPICO-MANTE KM. 13.5,  
ALTANIRA, TAMAULIPAS
18. GARCIA GARCIA JOAQUIN  
TECNICO DISEÑADOR MECANICO  
BUFETE INDUSTRIAL INGENIERIA AMBIENTAL, S.A. DE C.V.  
MORAS NO. 850, COL. DEL VALLE,  
BENITO JUAREZ, C.P. 03100  
TEL. 658 52 99

19. GARDUÑO GUTIERREZ MAXIMILIANO  
JEFE DE CONTROL DE CALIDAD  
REFRÉSCOS DE IGUALA, S.A.  
CARRETERA MEXICO-ACAPULCO KM. 196  
IGUALA, GUERRERO, C.P. 40 000  
TEL. 2 00 55  
2 00 56  
2 00 57
20. GODINEZ RANGEL ZEFERINO  
SUBDIRECTOR AREA  
SEDUE-DIR. GRAL. INFRAESTRUCTURA URBANA  
AV. CONSTITUYENTES 947, EDIF. A, PLANTA ALTA,  
BELEN DE LAS FLORES, ALVARO OBREGON, C.P. 01110  
TEL. 271 30 00 EXT. 119
21. GOMEZ LOPEZ ORLANDO  
INVESTIGADOR  
BANCO DE MEXICO  
CALZ. LEGARIA 691,  
COL. IRRIGACION  
TEL. 557 21 00
22. GUTIERREZ HERNANDEZ LUIS DOMINGO  
JEFE DEL GRUPO PROTECCION AMBIENTAL  
CALLE 33 #99, COL. BUROCRATAS,  
CD. DEL CARMEN, CAMPECHE  
TEL. 2 29 88  
PETROLEOS MEXICANOS
23. GUZMAN SALGADO JAINE  
PROYECTISTA  
SEDUE  
REVILLAGIGEDO # 131,  
COL. CENTRO, C.P. 58100  
TEL. 2 25 32
24. GUTIERREZ GONZALEZ RENE  
JEFE PROTECCION AMBIENTAL  
PETROLEOS MEXICANOS  
CONOCIDA RANCHERIA ORIENTE,  
TERMINAL MARITIMA, PARAISO, TABASCO,  
C.P. 86600  
TEL. 3 06 80
25. GRANADOS DIAZ JUAN  
ANALISTA  
COLGATE-PALMOLIVE, S.A. DE C.V.  
PRESA LA ANGIOSTURA #225,  
IRRIGACION, MIGUEL HIDALGO,  
C.P. 11500  
TEL. 557 00 22 EXT. 3513-3514
26. HERNANDEZ SANGABRIEL LUIS REY  
ACCIONISTA Y ATENCION AL AREA INDUSTRIAL  
LABORATORIOS COATZACOALCOS S.C.  
I. LLAVE 418 INT.  
COL. CENTRO, COATZACOALCOS, VERACRUZ  
TEL. 2 07 38
27. LAGUNAS ROJAS CARLOS  
GERENTE GENERAL  
LADENN CONSULTORES S.A. DE C.V.  
KANSAS 78-4,  
COL. NAPOLES, B. JUAREZ,  
C.P. 03810  
TEL. 523 35 69
28. LARA SOTELO JOSE ROBERTO  
SUPERVISOR DE CONTROL DE CALIDAD  
AMPLIACION TOLTECAS #4,  
LOS REYES, TLALNEPANTLA  
TEL. 565 07 88  
MINSA TLALNEPANTLA (MICONSA)
29. JARAMILLO JACOB ALICIA  
PROFESIONAL "B"  
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO  
EJE CENTRL #152,  
SAN BARTOLO, ATEPEHUAPAN  
TEL. 368 59 11
30. JULIAN SOTO FELIX  
INVESTIGADOR  
CIIDIR INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL, OAXACA  
CALLE HORNOS S/N  
SANTA CRUZ XOXOCOTLAN, OAXACA  
TEL. 6 66 10
31. GERARDO LEON MARTINEZ  
JEFE DE SECCION  
BUFETE INDUSTRIAL INGENIERIA AMBIENTAL  
MORAS Y RIO CHURUBUSCO,  
COL. DEL VALLE  
TEL. 654 39 98
32. LEON OVIEDO EFREN  
GERENTE  
INTRUSA  
CALLE 61 #98, COL. PUEBLA,  
V. CARRANZA
33. LOPEZ SUAREZ SONIA  
JULIO Y PLATA NO. 76  
HEROES DE NACUZARI, GUSTAVO A. MADERO  
C.P. 07780  
TEL. 355 61 29
34. LOPEZ CAMPOS BONFILIO  
PROYECTOS OBRAS DE INGENIERIA SANITARIA  
DESPACHO PARTICULAR  
2 ORIENTE 3 - 19, CENTRO  
PUEBLA, PUE., C.P. 72000  
TEL. 46 66 04
35. LOZANO TELLEZ ARMANDO  
JEFE DE DEPARTAMENTO  
C.N.A. GERENCIA DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO.  
RIO CHURUBUSCO NO. 650,  
COL. ZAPATA VELA, IZTACALCO,  
C.P. 03040  
TEL. 657 10 00
36. MALDONADO NECOECHEA MARIO  
JEFE DE AREA  
SERVICIOS DE AGUA DE AGUASCALIENTES S.A. DE C.V.  
KM. 4 CARRETERA PANAMERICANA  
TEL. 18 42 72

37. MANRIQUE RAMIREZ GERARDO  
JEFE DE MONITOREO  
SERVICIOS Y CONSULTORIA PARA EL MEDIO AMBIENTE  
NUEVO LEON #213-403  
H. CONDESA, CUAUHEMOC, C.P. 06100  
TEL. 277 47 12
38. MARTINEZ CABRERA J. MANUEL  
SUPERVISOR DE P.T.E.  
CENALESE MEXICANA, S.A. DE C.V.  
ACCESO #3 y 4 PARQUE INDUSTRIAL  
BENITO JUAREZ, QUERETARO, QRO.  
TEL. 18 02 03
39. MARTINEZ HERRERA MIGUEL ANGEL  
INGENIERO DE PROYECTOS  
ORGANIZACION CARMEL S.C.  
HEGEL NO. 141, 3er. PISO,  
COL. POLANCO, MIGUEL HIDALGO, C.P. 11570  
TEL. 250 63 39
40. MIGUEL LOPEZ JUANA  
ECOLOGIA  
CIBA GEIGY MEXICANA S.A. DE C.V.  
CALZ. DE TLALPAN NO. 1779,  
SAN DIEGO CHURUBUSCO, COYOACAN  
TEL. 549 30 00 EXT. 6430
41. MORENO GIL GUSTAVO  
JEFE DE DEPARTAMENTO  
SEDUE  
EX-HACIENDA DE BELEN DE LAS FLORES S/N  
BELEN DE LAS FLORES, ALVARO OBREGON,  
C.P. 01110
42. MONTANARO SANCHEZ HECTOR  
DIRECTOR GENERAL  
CONSTRUCTORA DURBE, S.A. DE C.V.  
ZARAGOZA 1303-3, CENTRO,  
C.P. 96400  
TEL. 4 87 55
43. MONTELONGO SIERRA ENRIQUE  
COORDINADOR DE UNIDAD DE SERVICIOS PROFESIONALES  
SEDUE  
EX-HACIENDA DE BELEN DE LAS FLORES,  
BELEN DE LAS FLORES, ALVARO OBREGON,  
C.P. 01110  
TEL. 273 37 39
44. NUÑEZ PEÑA ALBERTO  
COORDINADOR DE TRAT. DE AGUAS RESIDUALES  
COMISION DE AGUA POTABLE Y ALCANT. DEL  
MUNICIPIO DE AGUASCALIENTES  
SALVADOR QUEZADA LIMON NO. (APAMA)  
AGUASCALIENTES, AGUASCALIENTES.
45. NEGRETE RAMIREZ JAVIER  
GERENTE DE VENTAS  
SISTEMAS CORPORATIVOS CAPITAL, S.A. DE C.V.  
LOPE DE VEGA NO. 117-11003  
POLANCO, MIGUEL HIDALGO,  
C.P. 11570  
TEL. 254 19 90
- 45'. NEGRETE RAMIREZ JORGE ALBERTO  
VENDEDOR TECNICO  
SISTEMAS CORPORATIVOS S.A. DE C.V.  
LOPE DE VEGA No. 117-1003  
POLANCO, MIGUEL HIDALGO  
C.P. 11570  
TEL. 254 19 90
46. ORTIZ CRUZ RUBEN  
JEFE DEL DEPTO. DE ECOLOGIA  
FEF. "ING. ANTONIO DOVALI JAIME" PEMEX  
CARRETERA TANSISIMICA KM. 7,  
EJIDO ROCA DEL RIO,  
SALINA CRUZ OAXACA  
TEL. 4 11 55 EXT. 20397
47. PEREZ CARDENAS HECTOR  
GERENTE DE SERVICIOS  
SISTEMAS CORPORATIVOS CAPITAL, S.A.  
LOPE DE VEGA NO. 117-1003,  
POLANCO, MIGUEL HIDALGO, C.P. 11570  
TEL. 254 19 90
48. PEREZ POLANCO RENE A.  
COORDINADOR INGENIERO DE ESPECIALIDAD TECNICA  
PETROLEOS MEXICANOS  
AV. MARINA NACIONAL #329, PISO 34  
TORRE EJECUTIVA PEMEX,  
COL. VERONICA ANZURES  
TEL. 250 26 11 EXT. 21430

49. PEREZ DE LA CRUZ ARTURO  
INGENIERO DISEÑADOR  
BUFETE INDUSTRIAL INGENIERIA AMBIENTAL, S.A. CV.  
Tel: 658-52-99 Ofna.
50. PEDROZA VARGAS JOSE IGNACIO  
INGENIERO DE PROCESO  
ICA INDUSTRIAL, S.A. DE C.V.  
TEL: 272-99-15 Ext. 5523 Ofna.  
760-26-42 Hogar
51. QUERO MUDESPACHER JUAN CARLOS  
ASESOR  
SEININ, S.A. DE C.V.  
TEL: 659-01-86 Ofna.  
594-46-27 Hogar
52. RENTERIA ORTEGA MARIO ALBERTO  
JEFE DE LABORATORIO  
FERTILIZANTES QUIMICOS MEXICANOS, S.A.  
TEL: 2-03-25 Ofna.
53. RAMIREZ GERMAN RODOLFO  
JEFE DE OFICINA PLANTAS DE TRAT. Y  
R., ZONA OTE.  
D.G.C.O.H. (D.D.F.)
54. RIVAS HERNANDEZ ARMANDO  
ESPECIALISTA EN HIDRAULICA III-C  
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA  
TEL: 19-43-66 Ofna.
55. RAMOS CONTRERAS JOSE EPIFANIO  
TECNICO  
ENEP-ZARAGOZA  
TEL: 352-23-70 Hogar
56. RODRIGUEZ MARMOLEJO ENRIQUE  
GERENTE.  
POR SU CUENTA  
TEL: 679-33-23 Hogar
57. ROSADO ANTONIO NELSON  
INGENIERO DE PROCESO  
BUFETE INDUSTRIAL INGENIERIA AMBIENTAL.  
TEL: 654-39-98 Ofna.
58. SANCHEZ RIOS HECTOR  
GERENTE DE CONSTRUCCION  
SAC, ING. Y CONSTRUCC. INDUSTRIAL, S.A.  
TEL: 2-35-99 Hogar
59. SANCHEZ HERNANDEZ ALEJANDRO  
INGENIERO PROYECTISTA  
ORGANIZACION CARMEL, S.C.  
TEL: 250-63-39 Ofna.  
776-65-09 Hogar.
60. SANCHEZ NAVA ROBERTO  
JEFE DE PROYECTOS  
ANALISIS Y PROYECTOS DE INGENIERIA, S.A. DE C.V.
61. SALDAÑA CERVANTES RIGOBERTO  
PERITO  
INSTITUTO DE VALUACIONES  
TEL: 2-12-28 Ofna.
62. SANCHEZ MENDEZ MARCOS  
COORDINADOR TECNICO DE REST. ACT. ARQ.  
INSTITUTO SEDUE  
TEL: 589-85-50 Ofna.
63. SANCHEZ RAMIREZ JOSE LUIS  
SUPERINTENDENTE  
CONSTRUCTORA COPILCO, S.A. DE C.V.  
TEL: 554-83-99 Ofna.  
839-57-53 Hogar.
64. SEPULVEDA GAONA RUBEN  
SUPERVISION DE INMUEBLES (INGENIERIA SANITARIA)  
SECRETARIA DE SALUD  
TEL: 740-32-58 Ofna.
65. SEVILLA OLGUIN TERESA  
JEFE DE OFICINA DE AGUA RENOVADA  
DCCOH, (D.D.F.)  
TEL: 549-82-20 Ofna.  
682-09-87 Hogar.
66. SOLER COLORADO MARIO  
GERENTE TECNICO  
S. Y S. CONSTRUCCIONES, S.A. DE C.V.  
TEL: 658-89-22 Ofna.  
593-69-34
67. SOSA REYES ALEJANDRO  
JEFE DE SECCION CONTROL AMBIENTAL  
FABRICA DE JABON LA CORONA, S.A. C.V.  
TEL: 569-27-00 Ofna.  
579-08-39 Hogar.
68. SOSA ESTRADA ANDRES  
JEFE DE DEPARTAMENTO  
INSEDUE  
TEL: 589-85-50 Ofna.
69. SOLTERO MONTALVO MA. DOLORES  
QUIMICA  
LABORATORIO DE CONTROL ESPECIALIZADO, S.A.  
TEL: 604-28-08 Hogar.

70. SUAREZ SOSA RUBEN  
JEFE LAB. QUIMICO Y METALURGICO  
S.K.F. DE MEXICO  
TEL: 49-50-33 Ofna.  
(22) 30-19-27 Hogar.  
(5) 11-63-78 Hogar.
71. TAVIRA MARTINEZ ISIDRO  
ESPECIALISTA EN HIDRAULICA  
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA.  
TEL: 19-43-66 Ofna.
72. TORRES HERNANDEZ SERGIO  
ING. DE PROCESO  
ICA INDUSTRIAL  
TEL: 272-99-15 Ext. 5523 Ofna.  
797-90-35 Hogar
73. URRUTIA ALVAREZ MARGARITA  
SUPERVISOR DE MICROBIOLOGIA  
MAIZ INDUSTRIALIZADO CONASUPO, SA.CV.  
TEL: 565-07-88 Ofna.  
878-01-25 Hogar.
74. VARGAS GUERRERO LAZARO JAVIER  
GERENTE DE INCIA. AMBIENTAL  
CEMENTOS APASCO, S.A. DE C.V.  
TEL: 596-79-88 Ofna.  
398-89-63 Hogar.
75. VAZQUEZ MORENO GERARDO FRANCISCO  
TEL: 579-98-17 Hogar.
76. VELA AGUILAR MARCO ANTONIO  
JEFE DE PROYECTOS ESPECIALES  
CONTINENTAL DE ALIMENTOS, S.A. DE C.V.  
TEL: 561-17-00 Ofna.  
561-58-36 Hogar.
77. VENEGAS MANCILLA ALBERTO  
GERENTE ADMINISTRATIVO  
AIMEX INGENIERIA Y CONSTRUCCION, SA.CV.  
TEL: 674-08-21 Ofna.  
532-22-55 Hogar.
78. VENEGAS MARTINEZ EFREN  
JEFE DE PROYECTOS  
QUIMICA HERCULES  
TEL: 537-61-00 Ofna.
79. VILLASEÑOR CRUZ RAUL  
GERENTE DE MANTENIMIENTO  
CLUB DE GOLF CHAPULTEPEC, S.A.  
TEL: 783-53-61 Hogar.
80. VILLASEÑOR ORTIZ JOSE ANTONIO  
INGENIERO DE APLICACIONES  
LINDE DE MEXICO, S.A. DE C.V.  
TEL: 202-90-00 Ofna.  
575-29-60 Hogar.
81. VICTORIA HERNANDEZ CARLOS  
SUPERVISOR DE PROYECTOS MECANICOS  
D.G.C.O.H.  
TEL: 650-38-64 Ofna.  
685-22-06 Hogar.
82. YAÑEZ BAEZ ALFREDO  
GERENTE DE ESTUDIOS ESPECIALES  
AVALUOS INDUSTRIALES MEXICANOS, S.C.  
TEL: 532-73-68 Ofna.  
392-89-48 Hogar.
83. ZARATE RUIZ ALMA ROSA  
PROFESIONAL B.  
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO  
TEL: 368-92-35 Ofna.  
758-28-09 Hogar.
84. ZUÑIGA FERNANDEZ CARLOS  
ING. QUIMICO LABORATORISTA  
CERVECERIA MODELO, S.A. DE C.V.  
TEL: 545-60-60 Ofna.  
396-12-47 Hogar.

