



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

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

Cribado, Igualación y Mezclado

**DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ**

**OCTUBRE, 1981**

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
CRIBADO, IGUALACION Y MEZCLADO

Dr. Ubaldo Monilla D.

1. CRIBADO

El grado de tratamiento que se da a las aguas residuales depende principalmente de los requerimientos para el efluente.

La remoción de los sólidos sedimentables y del material flotante que contienen las aguas residuales se logra mediante el tratamiento preliminar.

La primera etapa del tratamiento preliminar consiste de la remoción de sólidos gruesos, para lo cual se usan normalmente rejillas o mallas, y algunas veces desmenuzadores, que trituran los sólidos gruesos sin removerlos de la corriente de agua.

Rejillas

Las características de las rejillas dependen de la forma en que se efectúe su limpieza.

Características	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Ancho de la barra, in	1/4 a 5/8	1/4 a 5/8
Profundidad, in	1 a 3	1 a 3
Espaciamiento	1 a 2	5/8 a 3
Angulo vertical, °	30 a 45	0 a 30
Velocidad agua, fps	1 a 2	2 a 3
Pérdida de carga, in	6	6

Las rejillas de limpieza manual se usan en pequeñas plantas de tratamiento. La tendencia actual es usar limpieza mecánica, ya que con esto se evitan taponamientos indeseables. La longitud de las barras de las rejillas de limpieza manual debe ser tal que permita el uso de rastrillos desde las orillas de los canales. Las barras de espaciamento deben soldarse en la parte posterior de la rejilla. En la parte superior de la rejilla debe existir una plataforma metálica perforada, para colocar en ella temporalmente los productos de la limpieza; las perforaciones tienen por objeto permitir la eliminación del exceso de agua que impregna a la materia gruesa.

Es preferible que los canales en que se colocan las rejillas sean de sección uniforme y piso horizontal, con flujo perpendicular a la rejilla; esto evita deposiciones indeseables en sus cercanías.

La velocidad de acercamiento del agua a la rejilla debe ser menor de 1.5 fps., a gasto medio.

La pérdida de carga en las rejillas limpias puede calcularse con la fórmula de Kirschner

$$h_L = \beta \left( \frac{w}{b} \right)^{4/3} h_v \text{ Sen } \theta \quad (1.1)$$

donde

$h_L$  pérdida de carga, ft

$\beta$  factor de forma de las barras

2.42, barras rectangulares; 1.83, redondeadas en la cara principal; 1.79, circulares; 1.67, rectangulares con ambas caras redondeadas.

$w$  ancho máximo de las barras (viendo a la dirección del flujo), ft.

$b$  espaciamento mínimo entre barras, ft.

\* Subdirector de Investigación y Entrenamiento, Dirección General de Protección y Ordenación Ecológica. SARH  
Profesor de Ingeniería Ambiental. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería. UNAM

- $h_v$  carga de velocidad de acercamiento del flujo, ft.  
 $\theta$  ángulo de la rejilla con la horizontal

### Mallas

Una malla es un adminículo con aberturas generalmente de tamaño uniforme, usado para retener materia gruesa. Se construyen con barras, alambre y placas perforadas; las aberturas pueden ser de cualquier forma, pero generalmente son circulares, cuadradas o rectangulares.

Las mallas gruesas tienen aberturas de 1/4 in o más, mientras que las finas tienen aberturas menores. Las mallas finas son más usadas en plantas de tratamiento de desechos industriales y son de tipo "disco" o tipo "tambor". Las aberturas en mallas de estos tipos son de 1/32 a 3/32 in de ancho por unas 2 in de longitud.

La pérdida de carga en mallas finas se obtiene mediante la fórmula

$$h_L = \frac{1}{2g} \left( \frac{Q}{CA} \right)^2 \quad (1.2)$$

donde

- C coeficiente de descarga  
 Q descarga a través de la malla, cfs  
 A área abierta efectiva, sumergida, ft<sup>2</sup>  
 g constante de gravedad, ft/seg<sup>2</sup>  
 $h_L$  pérdida de carga, ft

Un valor típico de C para mallas limpias es 0.60

Las rejillas de limpieza mecánica son generalmente patentadas, de tal modo que el ingeniero no diseña, sino selecciona el equipo deseado; en muchos casos el dimensionamiento de los canales debe ser cambiado para adecuarlo al equipo existente.

En este caso, como en muchos otros, debe tenerse en cuenta el tipo de funcionamiento que tendrá la planta, para realizar el diseño de acuerdo con el equipo que exista en el mercado.

Existen dos tipos de limpieza mecánica; anterior y posterior. La limpieza posterior es más usada en la actualidad, ya que es menos afectada por acumulaciones al pie de las rejillas; sin embargo, en este tipo de rejillas es más fácil el paso de sólidos a la corriente.

En cualquier caso, ya se trate de limpieza mecánica o manual, las rejillas se deben instalar por parejas, para que una rejilla opere mientras la otra está en limpieza o mantenimiento.

Las rejillas de limpieza mecánica pueden ser programadas mediante controles de relojería o mediante medidores de nivel, para que su limpieza se efectúe cuando se alcance una cierta pérdida de carga.

Las cantidades de desechos removidos por las rejillas varían de 0.5 a 5 ft<sup>3</sup>/millón de gal de agua tratada. En aguas de alcantarillados combinados estos valores se incrementan durante el período de tormentas. Las mallas finas tiene mayor efectividad de remoción, de 5 a 30 ft<sup>3</sup>/millón de galones de agua tratados, lo que es equivalente al 5 a 15 por ciento de toda la materia suspendida en las aguas negras.

### Desmenuzadores

Los desmenuzadores son adminículos que cortan el material grueso retenido en una malla, sin removerlo de la corriente. Existen

desmenzadores de muy diversas patentes. El primer modelo fue desarrollado por la Chicago Pump Co., y consiste de un tambor vertical revolvente, con malla de abertura de 1/4 in en las máquinas pequeñas y 3/8 in en las grandes. El tambor funciona practicamente sumergido; está provisto de dientes y barras cortantes satélite. El material grueso es cortado por estos elementos al pasar por un peine estacionario. El material cortado pasa a través de las aberturas de la malla y fluye hacia abajo del tambor a un sifón invertido, de donde pasa al canal desarenador.

El tipo de desmenzador de discos consiste en una malla semicircular vertical, con el lado cóncavo colocado hacia el flujo. Un brazo de acero vertical provisto de dientes cortantes oscila horizontalmente, de atrás a adelante, penetrando sus dientes en las aberturas e impulsando la materia gruesa hacia los lados de la unidad, donde son desmenzados por dientes cortantes oscilatorios y barras cortantes estacionarias.

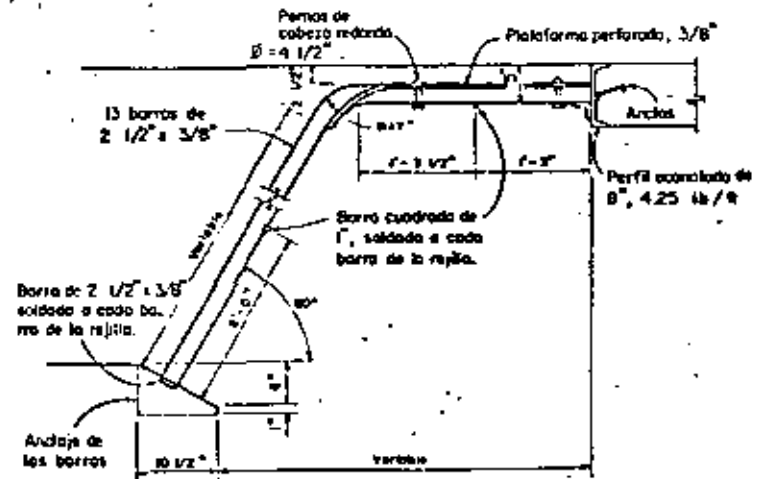
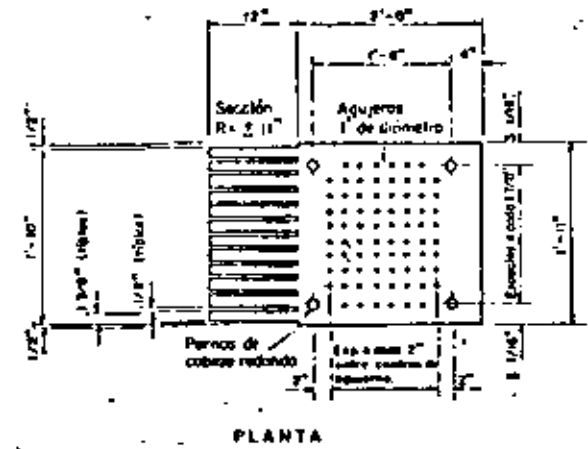


Fig. 1.1.- DETALLES DE UNA REJILLA DE ALUMINIO DE LIMPIEZA MANUAL.

Fuente : Wastewater Engineering Treatment, Disposal and Reuse - Metcalf B. Eddy, McGraw Hill, U.S.A., 1979.

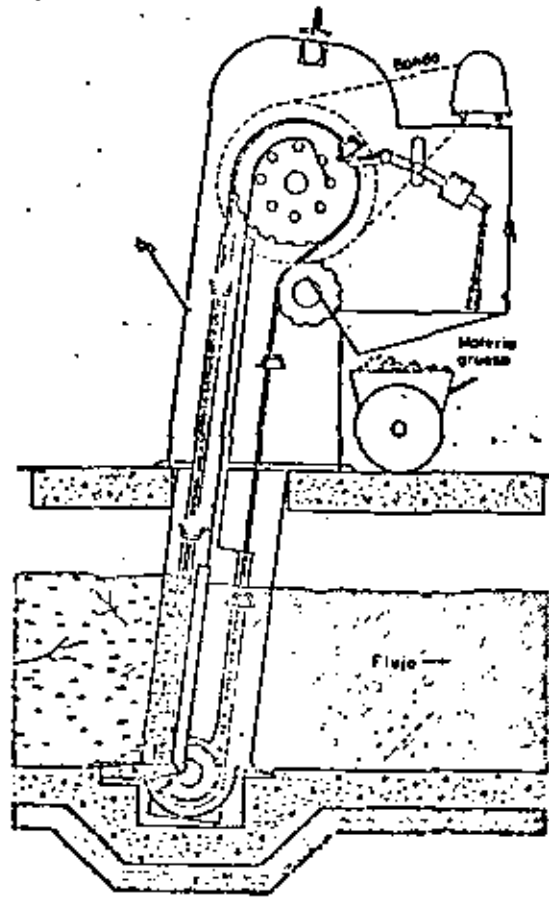
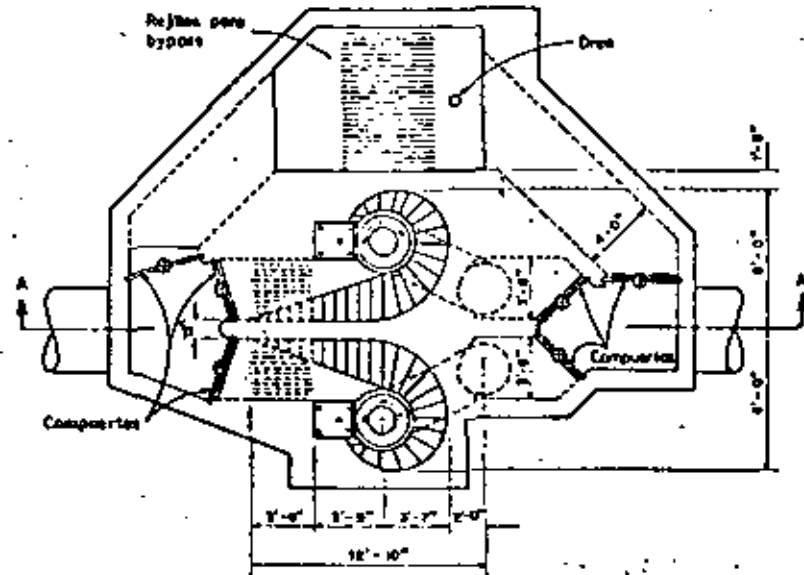
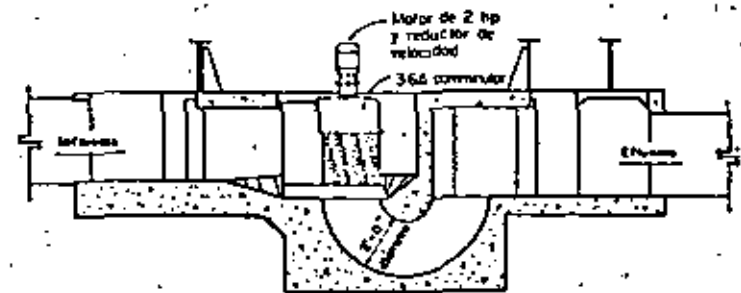


Fig. 1.2.- ESQUEMA DE UNA REJILLA DE LIMPIEZA MECANICA.

Fuente: Wastewater Engineering Treatment, Disposal and Reuse - Metcalf & Eddy, McGraw Hill, U.S.A., 1979.



PLANTA



SECCION A-A

Fig. 2.3.- DESMENUZADOR (COMMINUTOR)

Fuente: Wastewater Engineering Treatment, Disposal and Reuse - Metcalf & Eddy, McGraw Hill, U.S.A., 1979.

## 2. IGUALACION

Las plantas de tratamiento son diseñadas considerando que tanto el gasto como las concentraciones de contaminantes son constantes. Las variaciones en estos parámetros 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 regularización puede realizarse para el total del gasto de entrada, colocando el tanque de igualación "en línea" entre los desarenadores y el sedimentador primario o parcialmente, colocando una estructura derivadora de parte del gasto, entre los desarenadores y el sedimentador primario, con lo que el tanque de igualación queda "fuera de línea" o en "paralelo". En casos particulares, la igualación se localiza entre otras partes del proceso, de acuerdo a las características del flujo, los desechos y los procesos de tratamiento seleccionados.

### Volumen del Tanque de Igualación

El volumen del tanque de igualación "V" es igual a la suma del máximo exceso acumulado y del máximo déficit acumulado. Se tiene un exceso en un intervalo de tiempo "t", cuando el gasto "Q" de entrada es mayor que el gasto medio " $\bar{Q}$ " de salida, y un déficit en caso contrario. Por tanto, si se tienen "n" intervalos y el intervalo de tiempo es constante:

$$\bar{Q} = \frac{Q}{tn} \quad (2.1)$$

$$V = \left[ (Q - \bar{Q})_e + (Q - \bar{Q})_d \right] t \quad (2.2)$$

El volumen puede también determinarse graficando los volúmenes acumulados contra los tiempos, con lo que resulta la llamada "curva de masas". La línea que une los extremos de esta curva representa el gasto medio de salida; las distancias medidas sobre el eje de los volúmenes representan, según el caso, los excesos o los déficits. El volumen requerido se obtiene sumando las máximas distancias entre ambas curvas. Este procedimiento es equivalente a graficar las diferencias acumulativas (col. 4, tabla 2.1) y el gasto medio contra el tiempo (figura 2.1), tras de lo cual se miden las máximas distancias entre ambas curvas para aplicar la fórmula 2.2.

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

### Corrección de la Concentración y Carga

La regulación del gasto se practica para disminuir la variación de la concentración de contaminantes respecto al tiempo.

El análisis se inicia cuando el tanque se encuentra vacío, lo que en el ejemplo de la tabla 2.1, ocurre dentro del intervalo

De acuerdo con la fórmula 2.4 el valor de la concentración que sale del tanque de regulación para el intervalo 8 - 9 AM, será, considerando las columnas 2 y 3 y este intervalo, y los valores en las columnas 6 y 7 para el intervalo anterior:

$$C_c = \frac{175(0.355) + 0}{0.355 + 0} = 175 \text{ mg/l}$$

Para el período 9 - 10 se obtiene:

$$C_c = \frac{0.410(200) + (0.048)(175)}{0.410 + (0.048)} = 197 \text{ mg/l}$$

Para el período 10 - 11 AM se obtiene :

$$C_c = \frac{0.425(215) + (0.151)(197)}{0.425 + 0.151} = 210 \text{ mg/l}$$

y así sucesivamente.

La carga de DBO a la salida del tanque, de acuerdo con la fórmula 2.6, para el intervalo 8 - 9 será

$$K_c = 175(0.307) (3600) \frac{\text{mg} \cdot \text{m}^3}{\text{l} \cdot \text{seg}} \frac{\text{seg} \cdot 10^3 \text{l}}{\text{hr} \cdot \text{m}^3} \frac{\text{Kg}}{10^6 \text{mg}}$$

$$K_c = 193 \text{ Kg/hr}$$

La carga, si no existiera el tanque sería, para el mismo intervalo, de acuerdo con la fórmula 2.5 :

El volumen por unidad de tiempo "Q<sub>a</sub>" almacenado en el tanque al final de un intervalo de tiempo es igual al volumen almacenado en el tanque al final del período previo "Q<sub>pp</sub>" más la diferencia entre el volumen por unidad de tiempo que entra al tanque "Q" y el que sale de él "Q̄" durante el intervalo considerado.

$$Q_a = Q_{pp} + (Q - \bar{Q}) \tag{2.3}$$

La concentración media corregida de un contaminante "C<sub>c</sub>" al final de un intervalo de tiempo, es el promedio pesado de la concentración en el intervalo considerado y la concentración en el volumen almacenado en el período previo "C<sub>pp</sub>"

$$C_c = \frac{Q C + Q_{app} C_{pp}}{Q + Q_{app}} \tag{2.4}$$

La carga correspondiente a un intervalo de tiempo (si no existiera tanque de regulación), es igual al gasto multiplicado por la concentración, y por la duración del intervalo.

$$K = C Q t \tag{2.5}$$

La carga corregida, correspondiente a un intervalo de tiempo, es igual a la concentración corregida multiplicada por el gasto medio y la duración del intervalo.

$$K_c = C_c \bar{Q} t \tag{2.6}$$

Ejemplo

En las tres primeras columnas de la tabla 2.1 aparecen los gastos y las concentraciones de DBO observados durante intervalos de una hora. Determinar: a) el volumen de un tanque de regulación en línea; b) los volúmenes por unidad de tiempo almacenados en el tanque al término de cada intervalo; c) la concentración y carga de DBO con que el agua sale del tanque durante cada intervalo.

a) De la columna 2 y de la fórmula 2.1 se obtiene:

$$Q = \frac{7.375}{(1) 24} = 0.307 \text{ m}^3/\text{seg}$$

En la columna 4 se anotan las diferencias  $Q - \bar{Q}$ , y en la columna 5 las sumas acumuladas de  $Q - \bar{Q}$ ; en esta columna se observa que el mayor déficit es  $1.136 \text{ m}^3/\text{seg}$  y que el mayor exceso es  $0.007 \text{ m}^3/\text{seg}$ ; por tanto aplicando la fórmula 2.2:

$$V = (0.007 + 1.136)(1)(3600) \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} \frac{\text{hr}}{\text{seg}} \frac{\text{seg}}{\text{hr}}$$

$$V = 4115 \text{ m}^3$$

b) En la columna 2 se observa que el tanque estará vacío entre las 8 y las 9 AM. Por tanto, el gasto almacenado al final del intervalo 8 - 9 AM es  $0.048 \text{ m}^3/\text{seg}$ . El gasto almacenado al final del período 9 - 10 será, de acuerdo con la fórmula 2.3, igual a  $0.048 + 0.103 = 0.151 \text{ m}^3/\text{seg}$ . De manera similar se calculan los demás valores que aparecen en la columna 6, basta acumular los valores de la columna 4 a partir del valor 0.048.

$$K = 175(0.355)(3600)(10^{-3}) = 224 \text{ Kg/hr}$$

De la misma manera se calculan las demás cargas para cada intervalo.

En la figura 2.1 se observa claramente el efecto del tanque en la regulación de la concentración de DBO.



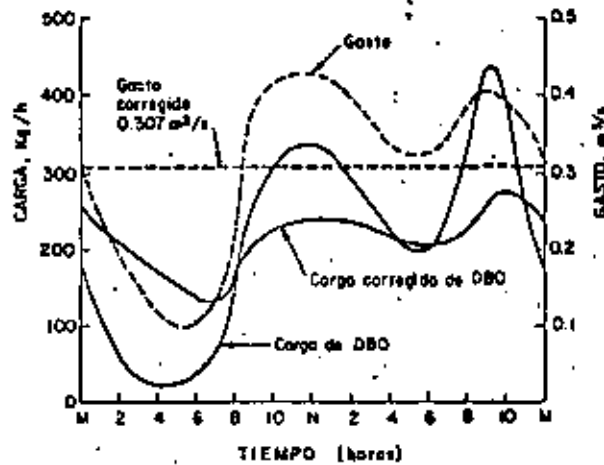


Fig. 2.1- GASTOS Y CARGAS DE DBO CORREGIDOS Y SIN CORREGIR.

Tabla No. 2.1 DETERMINACION DEL VOLUMEN DE UN TANQUE DE REGULACION DE GASTOS Y CONCENTRACIONES DE CONTAMINANTES

Datos			CALCULOS					
Horas (1)	Gasto $Q, m^3/seg$ (2)	Concentración $C, mg/l$ (3)	Tanque		Gasto almacenado $Q_a$ (6)	Concentración y Carga		
			$Q - \bar{Q}$ (4)	$\Sigma(Q - \bar{Q})$ (5)		Concentra- ción corregi- da, $C_c$ (7)	Carga $X, Kg/hr$ (8)	Carga corregida $K_c$ (9)
0 - 1 AM	0.275	150	- 0.032	- 0.032	1.111	214	149	237
1 - 2	0.220	115	- 0.087	- 0.119	1.024	196	91	217
2 - 3	0.165	75	- 0.142	- 0.261	0.882	179	45	198
3 - 4	0.130	50	- 0.177	- 0.438	0.705	162	23	179
4 - 5	0.105	45	- 0.202	- 0.640	0.503	147	17	162
5 - 6	0.100	60	- 0.207	- 0.847	0.296	132	22	146
6 - 7	0.120	90	- 0.187	- 1.134	0.109	119	39	132
7 - 8	0.205	130	- 0.102	- 1.136	- 0.007 = 0	126	96	139
8 - 9	0.355	175	+ 0.048	- 1.088	0.048	175	224	193
9 - 10	0.410	200	0.103	- 0.985	0.151	197	295	218
10 - 11	0.425	215	0.118	- 0.867	0.269	210	329	232
11 - 12	0.430	220	0.123	- 0.744	0.392	216	341	239
12 - 1 PM	0.425	220	0.518	- 0.626	0.510	218	237	241
1 - 2	0.405	210	0.098	- 0.528	0.608	214	306	237
2 - 3	0.385	200	0.078	- 0.450	0.686	209	277	231
3 - 4	0.350	190	0.043	- 0.407	0.729	203	239	224
4 - 5	0.325	180	0.018	- 0.289	0.747	196	211	217
5 - 6	0.325	170	0.018	- 0.371	0.765	188	199	208
6 - 7	0.330	175	0.023	- 0.348	0.788	184	208	203
7 - 8	0.365	210	0.058	- 0.290	0.846	192	276	212
8 - 9	0.400	280	0.093	- 0.197	0.939	220	403	243
9 - 10	0.400	305	0.093	- 0.104	1.032	245	439	271
10 - 11 M	0.380	245	0.073	- 0.031	1.105	245	335	271
11 - 12 M	0.345	180	0.038	+ 0.007	1.143	230	224	254
	7.375							

### 3.1 MEZCLADO

El mezclado tiene muy diversas aplicaciones en el tratamiento de residuos líquidos. Se usa en la cloración de efluentes de las plantas, acondicionamiento de lodos antes de los filtros de vacío, uniformización de la concentración de lodos y aire en tanques digestores, etc.

Existe una amplia variedad de métodos para lograr el mezclado; la mayoría aprovecha las condiciones de turbulencia creadas en las instalaciones hidráulicas de las plantas: salto hidráulico en canales abiertos, venturis en tubos a presión, bombas de presión, y tanques con agitadores mecánicos o inyección de aire.

En el mezclado lento se usan generalmente agitadores con paletas, en procesos de coagulación en que se requieren tiempos de retención de 15 a 30 minutos. En el mezclado rápido de reactores en que se requieren tiempos de retención de 2 a 5 minutos y velocidades hasta de 2000 rpm, normalmente se usan agitadores tipo pro-pela o tipo turbina. El mezclado de lodos requiere de tanques especiales (blending tanks) provistos de agitadores tipo turbina o de paletillas con velocidades de rotación de 25 a 100 rpm.\*

En los mezcladores de todo tipo debe evitarse la formación de vórtices, lo cual se logra colocando el eje del agitador excéntricamente o inclinado respecto a la vertical o bien colocando "Baffles" verticales en el tanque, sobresaliendo un décimo del diámetro.

Para determinar la potencia requerida en un mezclador se usan la fórmula de Rushton

Flujo laminar:

$$P = k \mu n^2 D^3 \quad (3.1)$$

Flujo turbulento:

$$P = k \rho n^3 D^5 \quad (3.2)$$

donde:

P potencia; W, ft-lb/seg

k constante (valor suministrado por el fabricante)

$\mu$  viscosidad dinámica; N seg/m<sup>2</sup>, (lb-seg/ft<sup>2</sup>)

$\rho$  densidad del fluido; Kg/m<sup>3</sup>, (slug/ft<sup>3</sup>)

D diámetro del impelente; m, (ft.)

n revoluciones por segundo; 1/seg

La fórmula 3.1 se aplica si el número de Reynolds " $N_R$ " es menor que 10, y la 3.2 si es mayor que 10000.

$$N_R = \frac{D^2 n \rho}{\mu} \quad (3.3)$$

La potencia de un mezclador no representa la eficiencia del mezclado. Los mezcladores se seleccionan en base a pruebas pi

to o de laboratorio o en datos similares proporcionados por los fabricantes. En todo caso se debe conservar la similitud geométrica: la potencia por unidad de volumen mezclado debe ser la misma en el modelo y en el prototipo. En general, los agitadores de espas pequeñas se usan para proveer más turbulencia, para dispersar gases, mientras que los de paletas, para producir bajas turbulencias y mezclar fluidos.

Ejemplo

Un tanque mezclador de lechada de cal tiene un volumen de 1800 l y un tiempo de contacto de 5 min. Se desea determinar la potencia necesaria en el impelente de un agitador que tiene las siguientes características:  $k = 0.4$ ;  $D = 2.5$  ft;  $n = 4$  rps. Se sabe que la densidad de la mezcla es  $\rho = 69.5$  lb/ft<sup>3</sup>

$$P = 0.4 (69.5)(4)^3 (2.5)^5 \frac{\text{lb}_m}{\text{ft}^3} \frac{\text{lb}_f \cdot \text{sec}^2}{32.2 \text{ ft} \cdot \text{lb}_m} \frac{\text{sec} \cdot \text{HP}}{550 \text{ ft} \cdot \text{lb}}$$

$P = 9.75$  H.P.

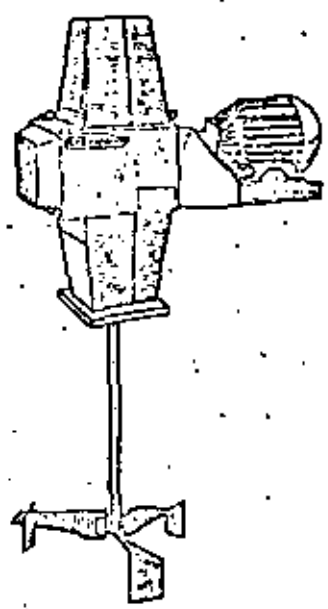


Fig. 3.1- MEZCLADOR TÍPICO USADO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.

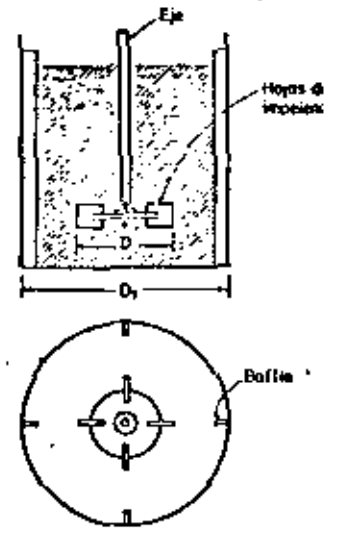


Fig. 3.2- MEZCLADOR DE TURBINA Y TANQUE CON BAFLE

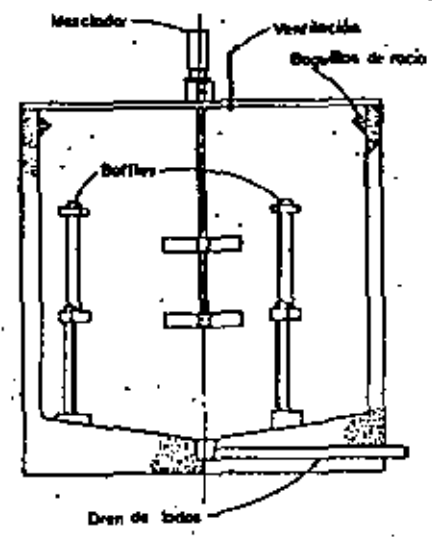


Fig. 3.3- TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE LODOS CON MEZCLADOR.





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

**TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES? MUNICIPALES, INDUSTRIALES  
y REUSOS**

**CAMARAS DESARENADORAS : DESCRIPCION,  
FUNCIONAMIENTO Y BASES DE DISEÑO .**

**M. EN I. OCTAVIO CASTELLANOS  
LOPEZ**

**OCTUBRE 1981.**

## CONTENIDO

1. INTRODUCCION.
2. CALIDAD Y CANTIDAD DE ARENA Y PARTICULAS SIMILARES ESPERADAS EN LOS TANQUES DESARENADORES.
3. TIPOS DE CAMARAS DESARENADORAS.
4. CONSIDERACIONES HIDRAULICAS.
  - 4.1 Gasto.
  - 4.2 Control de la Velocidad.
  - 4.3 Sedimentación Diferencial.
  - 4.4 Turbulencia.
  - 4.5 Resuspensión de los Lodos del Fondo.
5. LIMPIEZA DE LAS CAMARAS DESARENADORAS.
6. DISPOSITIVOS DE ENTRADA Y DE SALIDA EN LAS CAMARAS DESARENADORAS.
7. DETERMINACION DE LA EFICIENCIA DE LAS CAMARAS DESARENADORAS.
8. DISPOSICION DE ARENAS.
9. BIBLIOGRAFIA.

## CAMARAS DESARENADORAS: DESCRIPCION, FUNCIONAMIENTO Y BASES DE DISEÑO.

1. INTRODUCCION.

Las unidades de remoción de arena se usaron, originalmente, casi exclusivamente en plantas que trataban aguas residuales provenientes de un sistema de alcantarillado combinado. Sin embargo, se ha encontrado, a través de la experiencia, que gran parte del material que puede clasificarse como arena está también presente en las aguas residuales provenientes de un sistema de alcantarillado separado. Por otro lado, como la tendencia a seguir incrementando la mecanización de las plantas de tratamiento de aguas residuales ha continuado, mayor consideración se le está dando a la protección de los equipos, ocasionando que ahora sea práctica común proporcionar remoción de arena a todas las plantas de tratamiento de aguas residuales.
2. CALIDAD Y CANTIDAD DE ARENA Y PARTICULAS SIMILARES ESPERADAS EN LOS TANQUES DESARENADORES.

El tanque de desarenación tiene doble función: 1) remover la arena del agua residual y 2) separar la arena del material orgánico, de tal forma, que pueda ser desechada sin ocasionar molestias. Además, un sistema efectivo de remoción de arenas debe eliminar la posibilidad de tener cortos circuitos. Más aún, debe diseñarse para velocidades que transporten todo el material orgánico mientras lava y sedimenta el material inorgánico más pesado.

Las partículas inorgánicas son, generalmente, removidas para: 1) proteger al equipo mecánico utilizado para remover las arenas, de la abra ción y de un desgaste excesivo 2) reducir la incidencia de taponamientos de las tuberías; y 3) reducir la frecuencia a la cual los tanques tienen que ser limpiados para remover la acumulación de partículas inorgánicas en el fondo de los tanques y para prevenir el efecto de "cementación" en la capa de lodos del tanque de sedimentación primario. Las cantidades de arena variarán de un punto a otro, geográficamente, dependiendo de: el tipo de sistema de alcantarillado, la edad del sistema de alcantarillado, las características del área servida o drenada, las condiciones de los sistemas de alcantarillado, el clima de la zona en el estudio, el número de desmenuzadores de basura caseros servidos y la proximidad y el uso de playas con arena. Aquí, el término arena incluye cáscaras de huevo, pedazos de huesos, semillas, residuos de café molido y partículas orgánicas grandes, tales como residuos de comida, no putrescibles.

La cantidad de arenas removedoras de las aguas residuales puede oscilar de valores tan bajos como  $2.5 \text{ m}^3/10^6 \text{ m}^3$  de aguas residuales, en promedio, a valores tan altos como  $176 \text{ m}^3/10^6 \text{ m}^3$  de aguas residuales, en promedio. Estos valores no incluyen a las cantidades de arenas recolectadas durante períodos de tormenta o la tasa a la cual la arena puede acumularse durante los primeros minutos de una tormenta fuerte. El contenido de humedad y de sólidos volátiles en las arenas varía, también, considerablemente y dependerá de las características de las aguas residuales, así como del mecanismo de remoción empleado.

### 3. TIPOS DE CAMARAS DESARENADORAS.

La cantidad y la composición de la arena y su efecto sobre las unidades de tratamiento son consideraciones importantes que hay que tomar en cuenta en la selección de los métodos y equipo de remoción a emplear. La selección del método de remoción de arenas puede, también, ser controlada por factores tales como: los requerimientos de pérdida de carga, los requerimientos de espacio, las condiciones topográficas, el tipo de equipos utilizado en otras partes de la planta y las consideraciones económicas.

Los diferentes tipos de cámaras desarenadoras usadas difieren, fundamentalmente, en los métodos de control de velocidad y remoción de arenas empleados. Estos pueden dividirse en tres tipos básicos: de flujo horizontal o de velocidad controlada, aereadas y tanques de detritus. En el primer caso, el agua residual pasa a través de la cámara en una dirección horizontal, siendo controlada la velocidad por medio de la sección especial de un vertedor en el efluente i. e. vertedor proporcional, Fig. 1. El segundo consiste de un tanque de aeración con flujo en espiral, algunas veces con mamparas, siendo la velocidad en espiral controlada por las dimensiones y la cantidad de aire suministrado de la unidad, Fig. 2. Aquí, la posición relativa del influente y del efluente son factores que deben tomarse en cuenta en la prevención de los cortos circuitos. Más aún, el movimiento continuo giratorio del contenido del tanque, producido por la difusión del aire en una banda amplia, se requiere para promover un tiempo de retención igual en todas las porciones del flujo si no existen cortos circuitos. Esto último se puede

evitar colocando mamparas. Las primeras cámaras desarenadoras fueron simplemente tanques de sedimentación, en los cuales las arenas y sólidos orgánicos pesados sedimentaban indistintamente. Estos se llamaron tanques de detritus debido a que contenían arenas y materia orgánica. Estos tanques se continúan utilizando actualmente, pero los sólidos inorgánicos y orgánicos se separan por medios mecánicos antes de su remoción, Fig. 3.

#### 4. CONSIDERACIONES HIDRAULICAS.

Los parámetros hidráulicos son extremadamente importantes en el diseño de unidades removedoras de "arenas". Las consideraciones hidráulicas que tienen mayor impacto sobre la eficiencia de remoción de arenas se mencionan y discuten a continuación.

##### 4.1 Gasto.

La variación del gasto de aguas residuales debe conocerse para que las cámaras desarenadoras puedan diseñarse para remover la arena en todos los gastos. Debido a que prácticamente todos los tamaños de cámaras desarenadoras se seleccionan para funcionar mejor dentro de un cierto ámbito de gastos, la operación exitosa dependerá de aquel diseño que se base sobre valores de gastos adecuados. Cámaras desarenadoras de velocidad controlada que utilizan vertedores proporcionales, medidores Parshall, u otra sección fija de control son particularmente sensitivos en este aspecto. Cámaras desarenadoras aerocadas y tanques de detritus se diseñan con el flujo máximo, por lo tanto, su funciona-

miento es dependiente del gasto. Consecuentemente, el uso de las cámaras desarenadoras aerocadas y de los tanques de detritus proporcionan una remoción de arenas más uniforme en un ámbito mayor de gastos que el utilizado en las cámaras desarenadoras de velocidad controlada.

##### 4.2 Control de la Velocidad.

En cámaras desarenadoras no aerocadas, el control de la velocidad dentro de la longitud efectiva de una cámara desarenadora se proporciona a través del uso de una sección de control. Para realizar su función, esta sección de control variará el área perpendicular al gasto, en el canal, en una proporción directa a dicho gasto. En canales con paredes laterales rectas, la reducción en la sección transversal al gasto se obtiene variando la profundidad al mismo tiempo que se varía dicho gasto. Las secciones de control como el vertedor sutro y el vertedor proporcional cumplen con estos propósitos satisfactoriamente.

Cuando se compara al vertedor proporcional y al vertedor sutro, Fig. 4, la única diferencia es que el vertedor proporcional tiene ambos lados curvados y el vertedor sutro tiene un lado curvado y un lado recto. Para determinar las características del flujo cuando se usa un vertedor sutro, como un aparato de control, las siguientes ecuaciones pueden usarse:

$$x = b \left( 1 - \frac{2}{w} \tan^{-1} \sqrt{y/a} \right) \quad (1)$$



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

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

Donde:

a y b = Constantes típicas del vertedor.

y = Altura del líquido.

x = Anchura del vertedor a la superficie líquida.

Q = Gasto total del vertedor Sutro.

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

Las descargas para un vertedor proporcional serían, simplemente, el doble de las dadas por las ecs. 2 y 3. Estas fórmulas se utilizan para determinar la forma y/o el perfil de un vertedor de una cámara específica, seleccionando las dimensiones adecuadas para a o b y h. La variable remanente a o b puede determinarse sustituyendo en la ecuación apropiada. Una vez determinadas a y b, x puede calcularse para cualquier valor de y.

#### 4.3 Sedimentación Diferencial.

La sedimentación diferencial es un mecanismo adecuado para la remoción de arenas debido a la diferencia en la velocidad de sedimentación de los sólidos orgánicos putrescibles y de las partículas de arena.

El tamaño y la gravedad específica de las partículas de arena,

así como la temperatura del agua residual, afectan la velocidad a la cual los sólidos sedimentarán. Por lo tanto, son factores importantes en el diseño de las cámaras desarenadoras. Los factores de diseño utilizados se basan en arenas que tienen una gravedad específica de 2,65, para temperaturas del agua residual de 15,5 °C.

La experiencia indica que si las cámaras desarenadoras remueven toda la arena igual o mayor a 0,2 mm en diámetro (tamiz con abertura igual a 65), se removerá la mayor parte de la arena que ocasiona problemas en las plantas de tratamiento. Por lo cual, se ha adoptado a la arena de 0,2 mm de diámetro como el tamaño límite para el diseño de cámaras desarenadoras.

En el proceso de la sedimentación diferencial existen dos procesos fundamentales. El primero es causado por la diferencia en gravedades específicas del material orgánico y del inorgánico, que produce diferentes velocidades de sedimentación. El segundo es producido por la resuspensión de los lodos del fondo de la cámara desarenadora. Este es un mecanismo efectivo para separar cualquier material orgánico sedimentado de las arenas que se encuentran en el fondo de la cámara. En otras palabras, un incremento en la velocidad aumenta la resuspensión del material sedimentado. Por lo tanto, el proceso de resuspensión es el que determina la mejor velocidad en la cámara y no el proceso de sedimentación.

#### 4.4 Turbulencia.

La turbulencia del flujo puede ser importante por reducir las eficiencias de desarenación con un aumento de ésta. Por lo tanto, se debe tener cuidado al diseñar las secciones de transición, tales como los canales de aproximación y los dispositivos de entrada y de salida, para minimizar su efecto. Desafortunadamente, las cámaras desarenadoras trabajan en ámbitos de números de Reynolds de uno a diez, implicando la introducción de un coeficiente de arrastre variable. Sin embargo, Fair & Geyer desarrollaron una curva que permite encontrar una solución relativamente fácil. Debido a que las cámaras desarenadoras no aerreadas requieren del flujo laminar para obtener una sedimentación efectiva, consideración especial se debe dar a la turbulencia de entrada y de salida. Si la turbulencia no puede ser considerada en el diseño de estos dispositivos, se debe asumir que no existe sedimentación en las zonas del influente y del efluente, y la longitud teórica de la cámara debe incrementarse consecuentemente.

#### 4.5 Resuspensión de los Lodos del Fondo.

La resuspensión de los lodos del fondo es un factor particularmente importante que afecta la eficiencia de la cámara desarenadora. Camp demostró que el proceso mismo determina la velocidad de flujo adecuada a través de la unidad. Esto puede ser explicado por el hecho de que hay una velocidad crítica de flujo,  $V_c$ , sobre la cual las partículas de un tamaño y densidad particular, una vez

sedimentados, pueden ser puestas de nuevo en movimiento, y reintroducidas dentro del flujo. La velocidad crítica a la cual las partículas de un tamaño y gravedad específica dada empiezan a resuspenderse, esta dada por la siguiente ecuación:

$$V_c = \left[ (8K/f) g (C_s - 1) d \right]^{0.5}$$

Donde:

$V_c$  = Velocidad crítica, cm/seg.

$f$  = Factor de fricción (0.03 para cámaras desarenadoras).

$K$  = Coeficiente experimental (0.06 para cámaras desarenadoras).

$g$  = Constante gravitacional.

$C_s$  = Gravedad específica de la partícula.

$d$  = Diámetro de la partícula, cm.

A partir de esta fórmula, Camp derivó la siguiente:

$$V_c = 1.3 \left[ (S-1) d \right]^{0.5}$$

Donde:

$V_c$  = Velocidad crítica, ft/seg.

$s$  = Gravedad específica de la partícula.

$d$  = Diámetro de la partícula, mm.

En la práctica, la velocidad de flujo varía entre 0.2 y 0.4 m/seg y, de preferencia, lo más cerca de 0.3m/seg como sea posible.

## LIMPIEZA DE LAS CÁMARAS DESARENADORAS.

Aunque el mantenimiento de una velocidad constante a través de cualquier cámara desarenadora es deseable, esto es especialmente importante en cámaras donde las arenas no son removidas constantemente. Bajo tales circunstancias, dos o más cámaras deben usarse en paralelo. Cámaras múltiples se requieren en cámaras limpiadas manualmente. La operación con una sola cámara desarenadora es permisible cuando se cuenta con mecanismos de recolección de arenas. Además, se debe proveer un canal "By - Pass".

Las cámaras desarenadoras se pueden limpiar manual, mecánica e hidráulicamente. La limpieza mecánica incluye cucharones y transportadores. La limpieza hidráulica incluye eyectores hidráulicos o propulsores de alta velocidad.

## DISPOSITIVOS DE ENTRADA Y DE SALIDA EN LAS CÁMARAS DESARENADORAS.

La eficiencia de una cámara desarenadora se afecta enormemente por la localización de la tubería de entrada y la dirección de la velocidad en este punto. Para obtener los mejores resultados, la tubería de entrada debe localizarse al centro de la cámara desarenadora y la velocidad debe ser a lo largo del eje de la cámara. Aunque esta condición es la más deseable, algunas veces es difícil de obtener, particularmente cuando hay dos o más cámaras en paralelo.

La profundidad de agua en la cámara se controla mediante el dispositivo de salida. Compárese que el nivel máximo del agua debe causar tanto

reflujo en el sistema de alcantarillado, a condiciones de gasto máximo, como lo permitan las consideraciones de velocidad del alcantarillado. Siempre que no exista reflujo a condiciones de gasto mínimo, no habrá problemas de deposición en la alcantarilla. Al mismo tiempo, la elevación del agua en la cámara debe ser tal que no exista golpeteo del agua a dicho caudal mínimo. El tipo de control de descarga más adecuado será aquel que permita una velocidad del flujo constante a través de la cámara, independientemente de la tasa de flujo.

Se deben tomar en cuenta la turbulencia de entrada y de salida. Un margen mínimo de aproximadamente el doble de la profundidad máxima de flujo se recomienda. Un margen máximo del 50 por ciento de longitud teórica se emplea algunas veces.

## 7. DETERMINACION DE LA EFICIENCIA DE LAS CÁMARAS DESARENADORAS.

El sistema de remoción de arenas no está funcionando si existen depósitos de arena en los canales localizados corriente abajo de las cámaras desarenadoras, si el análisis del lodo del sedimentador primario revela la existencia de grandes cantidades de arena o si se presentan grandes acumulaciones de arena en los digestores. Una evaluación cuantitativa del funcionamiento de las cámaras desarenadoras aeradas incluye la determinación de la cantidad total y tipo de arenas en el efluente. Esto permitirá efectuar una evaluación de la eficiencia total de remoción de arena. De cualquier forma, se tendrán que tomar muestras de agua residual en el influente y en el efluente.

## DISPOSICION DE ARENAS.

Posiblemente, el método más común de disposición de arenas sea el relleno sanitario para evitar condiciones desagradables. En algunas plantas grandes, las arenas se incineran con los lodos. En ciudades costeras, las arenas y el material removido de las rejillas se coloca en recipientes cerrados lastrados y se tiran al mar. Se recomienda lavar las arenas antes de su remoción y disposición.

Las arenas limpias se caracterizan por la ausencia de olores que resultan, normalmente, de la materia orgánica putrescible. Excepto cuando las arenas se lavan, éstas contendrán materia orgánica en cantidades hasta de un 50% en peso de arenas, en algunos casos el porcentaje será mayor.

## 9. BIBLIOGRAFIA.

- 9.1 V.L. Streeter & E. B. Wylie, "Fluid Mechanics", Mc Graw Hill Book Company, Sixth Edition.
- 9.2 T. R. Camp, "Grit Chamber Design", Sewage Works Journal, Vol. 14, P.P. 368-381, 1942.
- 9.3 T. R. Camp, "Sedimentation and the Design of Settling Tanks", ASCE Transactions, Vol. III, PP. 895-936, 1946.
- 9.4 Metcalf & Eddy, Inc., "Wastewater Engineering: Collection, Treatment, Disposal", Mc Graw-Hill Book Company, 1972.
- 9.5 W.W. Eckenfelder, Jr., "Industrial Water Pollution Control", Mc Graw-Hill Book Company, 1966.
- 9.6 W.W. Eckenfelder & D.L. Ford, "Water Pollution Control", The Pemberton Press Jenkins Publishing Company, Austin and New York, 1970.
- 9.7 Babbitt & Baumann, "Sewerage and Sewage Treatment", Willey, Eight Edition.
- 9.8 L.G. Rich, "Environmental Systems Engineering", Mc Graw-Hill Book Company, 1973.
- 9.9 "Design and Operation Criteria for Aerated Grit Chambers", Water and Sewage Works, Dec. 1965, Pag. 448.
- 9.10 "Sewage Treatment Plant Design", WPCF Manual of Practice No. 8, 1959 and 1973.

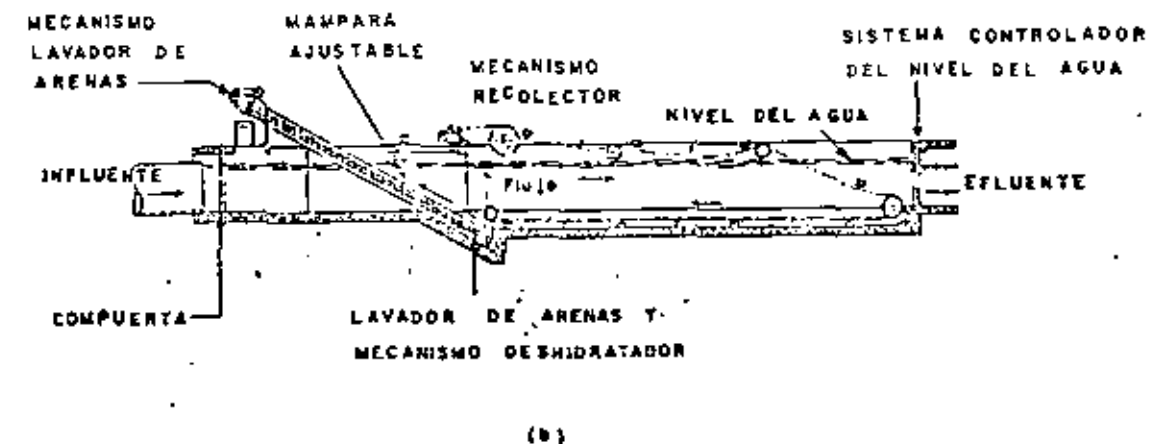
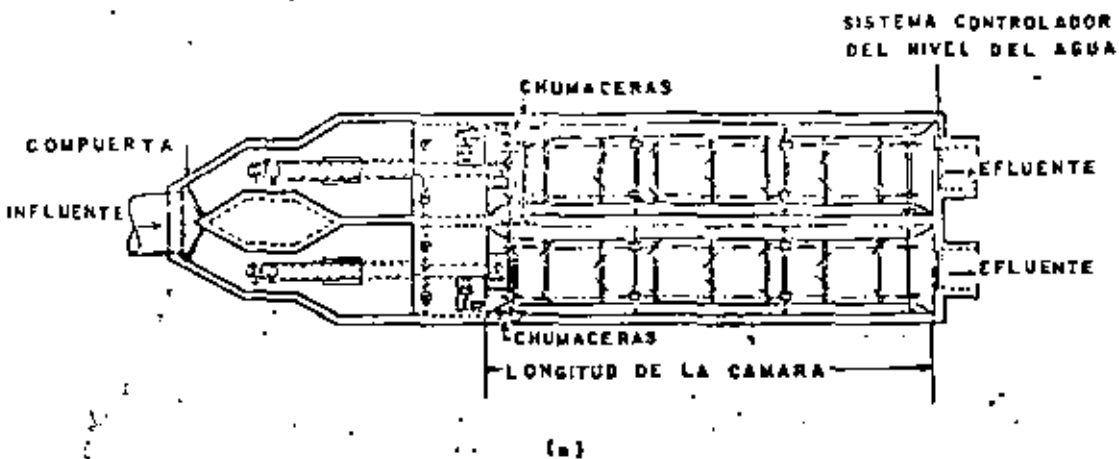


Figura 1. Cámara Desarenadora con doble colector: a) Planta  
b) Sección Longitudinal

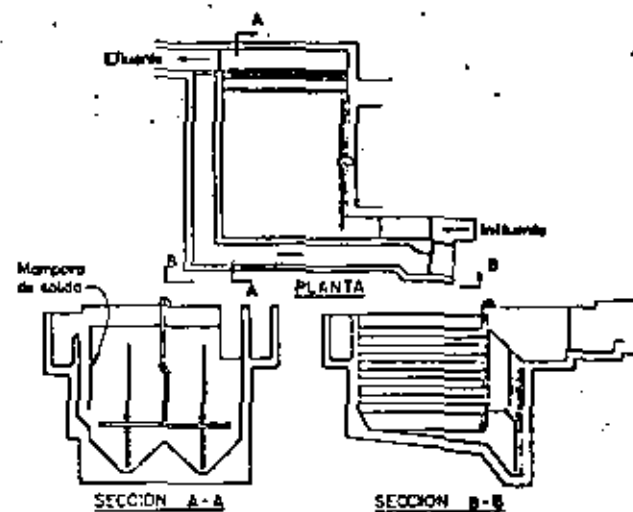


Fig. 2- ARREGLOS DE LA ENTRADA Y DE LA SALIDA DE UNA CÁMARA DESARENADORA AERADA.

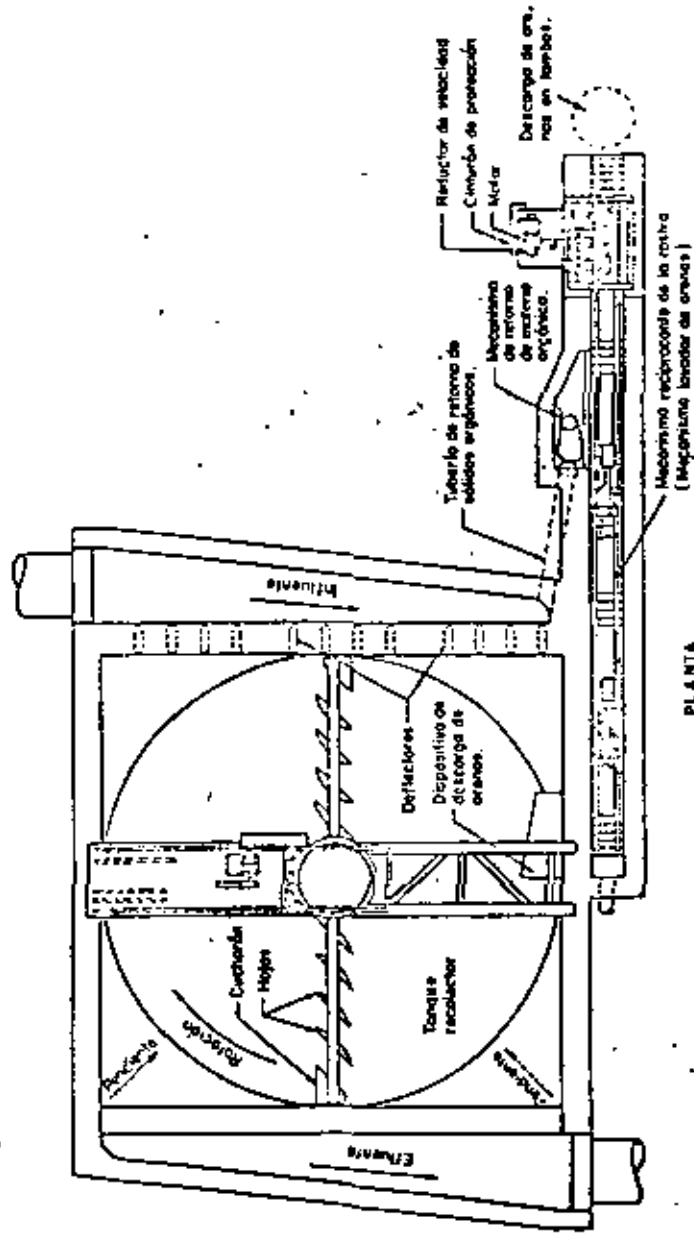


Fig. 3 - VISTA DE PLANTA DE UN TANQUE DE DETRITUS (TANQUE DE SEDIMENTACION DE NIVEL CONSTANTE)

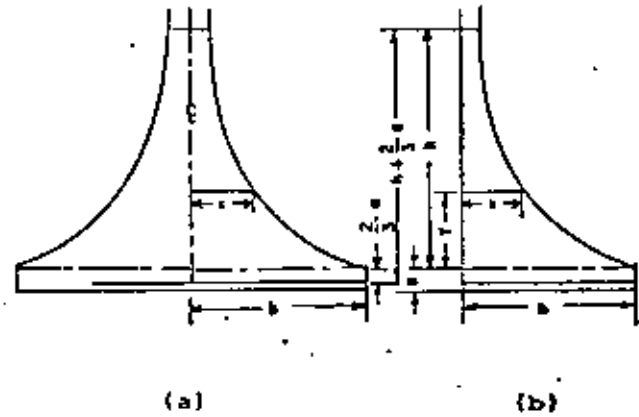


Figura 4. Elementos de un vertedor proporcional (a) y de un vertedor sutor (b)  
(Ver texto para explicación de símbolos)



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

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

**Tanques de Sedimentación Primaria y de Flotación: Descripción,  
Funcionamiento y Bases de Diseño**

**M. EN I. OCTAVIO CASTELLANOS LOPEZ**

**OCTUBRE 1981.**

## CONTENIDO

INTRODUCCION.

ZONAS EN QUE SE DIVIDEN LOS TANQUES DE SEDIMENTACION.

TIPOS DE TANQUES DE SEDIMENTACION.

TANQUES DE SEDIMENTACION PRIMARIA.

FACTORES QUE INFLUENCIAN EL DISEÑO.

5.1 Variación del Flujo

5.2 Corrientes de Densidad.

5.3 Carga de Sólidos.

5.4 Concentración de Sólidos.

5.5 Licor Sobrenadante.

5.6 Tasa de Derrame o Tasas de Carga Superficial.

5.7 Profundidad.

5.8 Período de Retención.

5.9 Tasa del Vertedor.

5.10 Velocidad a través del Tanque de Sedimentación.

5.11 Velocidad de Resuspensión de los Lodos del Fondo.

DISPOSITIVOS DE ENTRADA Y DE SALIDA EN LOS TANQUES DE SEDIMENTACION.

CANTIDAD Y MANEJO DEL LODO ESPERADO.

FLOTACION.

BIBLIOGRAFIA.

## TANQUES DE SEDIMENTACION PRIMARIA Y DE FLOTACION: DESCRIPCION, FUNCIONAMIENTO Y BASES DE DISEÑO.

1. INTRODUCCION.

Los tanques de sedimentación se utilizan en el tratamiento de aguas y aguas residuales para reducir la cantidad de sólidos suspendidos sedimentables. La sedimentación es uno de los procesos más usados en el tratamiento de aguas y aguas residuales, segundo quizás a la cloración. La sedimentación comprende los principios y la práctica de remover sólidos de suspensiones mediante la sedimentación y, posteriormente, la concentración de la materia sedimentada. De acuerdo a su aplicación en el tratamiento de las aguas residuales, la sedimentación se lleva a cabo, normalmente, en tanques que utilizan la fuerza ejercida por la gravedad exclusivamente.

Usualmente, las unidades removedoras de arena eliminan partículas pesadas dispersas, cuyos diámetros son de 0.21 mm y mayores. A los tanques de sedimentación primaria se les asigna la tarea de remover el grueso de los sólidos sedimentables remanentes en las aguas residuales. Además, dichos sólidos son heterogéneos en naturaleza, presentándose en condiciones que cambian de dispersión total a floculación total. La mayor parte de estos sólidos finamente divididos están parcialmente floculados, pero son susceptibles de ser floculados.

La sedimentación flocuente ocurre en el tanque de sedimentación primaria cuando la velocidad de sedimentación de la partícula se incrementa a medida que sedimenta a través de la profundidad del tanque, debido a



la coalescencia con otras partículas. Esto incrementa la tasa de sedimentación, produciendo una trayectoria de sedimentación curvilinea. Por lo tanto, siempre que la floculación ocurra la tasa de derrame y el tiempo de retención llegan a ser significantes.

#### ZONAS EN QUE SE DIVIDEN LOS TANQUES DE SEDIMENTACION.

Los tanques de sedimentación se han dividido, tradicionalmente, en cuatro zonas para su análisis, cada una con sus características propias.

- Zona de entrada. - Proporciona una transición suave del gasto influente, de tal forma, que se obtenga el flujo estable deseado en la zona de sedimentación.
- Zona de salida. - Facilita una transición suave de la zona de sedimentación al flujo efluente.
- Zona de lodos. - Recibe el material sedimentado y previene su interferencia con la sedimentación de las partículas en la zona de sedimentación.
- Zona de sedimentación. - Proporciona el volumen de tanque requerido para la sedimentación, sin interferir con la operación de las otras zonas.

El funcionamiento de estas zonas son ideales en naturaleza. En algunos tanques pobremente diseñados, las zonas de entrada y salida toman demasiado volumen, colncidiendo parcialmente con la zona de sedimentación. Por lo cual, la zona efectiva de sedimentación es mucho más pequeña que la pretendida en el diseño.

#### 3. TIPOS DE TANQUES DE SEDIMENTACION.

La efectividad de un tanque de sedimentación depende de las características de sedimentabilidad de los sólidos suspendidos que se van a remover y de las características hidráulicas del tanque de sedimentación. Estas últimas dependerán de la geometría y del flujo a través del tanque. Los tanques de sedimentación se diseñan para operar continuamente. Usualmente, son tanques de flujo horizontal que pueden ser rectangulares o circulares en planta. Los tanques circulares de flujo horizontal pueden, a su vez, ser alimentados centralmente con flujo radial, periféricamente con flujo radial y/o espiral; en embargo, en la práctica el primero es el de mayor uso. Estos están equipados con tolvas para la recolección del lodo. La mayoría de los tanques de sedimentación cuentan con dispositivos mecánicos para la recolección del lodo. Los pisos del fondo de dichos tanques son sustancialmente planos y cuentan con tolvas de lodos de paredes con grados de inclinación relativamente altos. Así, cuando el lodo sedimenta en el fondo del tanque, se mueve con el auxilio de rastras mecánicas hasta las tolvas para su subsecuente remoción. El modelo de flujo ideal no se duplica exactamente en los tanques de sedimentación circulares y rectangulares. En los tanques rectangulares, las líneas de flujo no son paralelas en toda la longitud del tanque. Por el contrario, divergen en la zona de entrada y convergen en la zona de salida. También, en la práctica, la velocidad de flujo no es constante a través de la sección del tanque, debiéndose su variabilidad a las corrientes de velocidad y de densidad, así como a la fuerza de fricción en las

paredes y el fondo del tanque.

En los tanques circulares alimentados centralmente, el líquido no fluye desde un punto (infinitesimal) sino desde un pozo de distribución que cubre una área finita. El flujo no es perfectamente radial, puesto que tiene componentes de velocidad verticales, hacia abajo en el pozo de distribución y hacia arriba, cambiando cerca del vertedor periférico. La dinámica de este modelo de flujo indica que el flujo total en el tanque es radial, de movimiento ondulante, hacia afuera y hacia arriba cerca del fondo del tanque y hacia adentro y hacia abajo cerca de la superficie del líquido.

Intensos trabajos de laboratorio han indicado que es muy difícil reproducir las curvas de cortos circuitos en tanques circulares de flujo radial y en tanques cuadrados. El modelo en tales tanques es verdaderamente inestable y son fácilmente afectados por las corrientes de convección y de densidad. Por otro lado, las curvas de cortos circuitos características para tanques rectangulares rectos y angostos pueden ser reproducidas fielmente. El modelo de flujo en estos tanques es verdaderamente estable.

Si se desea minimizar los efectos de los cortos circuitos en un tanque de sedimentación, el tanque debe cubrirse para evitar los efectos del sol y el viento. Las corrientes de convección vertical pueden ser inducidas por la acción del sol, mientras que las corrientes superficiales horizontales, de considerable magnitud, pueden ser inducidas por el viento.

Tanques rectangulares múltiples requieren menos área que tanques circulares múltiples, consecuentemente, dichos tanques rectangulares se usan cuando existen limitaciones en la disponibilidad de la tierra. Además, los tanques rectangulares se prestan a acoplarse con los tanques de preservación y de aeración en las plantas de tratamiento de lodos activados. También, se usan generalmente cuando se requiere que los tanques de sedimentación estén cubiertos. En la tabla 1 se presentan datos típicos de dimensionamiento para tanques de sedimentación circular y rectangular, utilizados en el tratamiento primario. Ver figuras 1 y 2.

#### TANQUES DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA.

Los tanques de sedimentación primaria pueden utilizarse para proporcionar el tratamiento principal a las aguas residuales o pueden usarse como un paso preliminar en el tratamiento global de dichas aguas.

Quando se usan como la única forma de tratamiento, estos tanques proveen la eliminación de los sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de lodo en las corrientes receptoras y la mayor parte de los sólidos flotantes. Cuando se usa como un paso preliminar en el tratamiento biológico, su función es reducir la carga sobre las unidades de tratamiento biológico. Normalmente, con períodos de retención de 60 a 120 min, los tanques de sedimentación primaria remueven de 50 a 70% de los sólidos suspendidos del influente y de 25 a 40% de la DBO<sub>5</sub>. Los tanques de sedimentación se usan, también, como tanques de "tormentas". Estos se diseñan para proporcionar un período de retención moderado (de 10 a 30 min) para los excesos de flujo de los sistemas de alcantarillado combinado o separado. El propósito es remover una

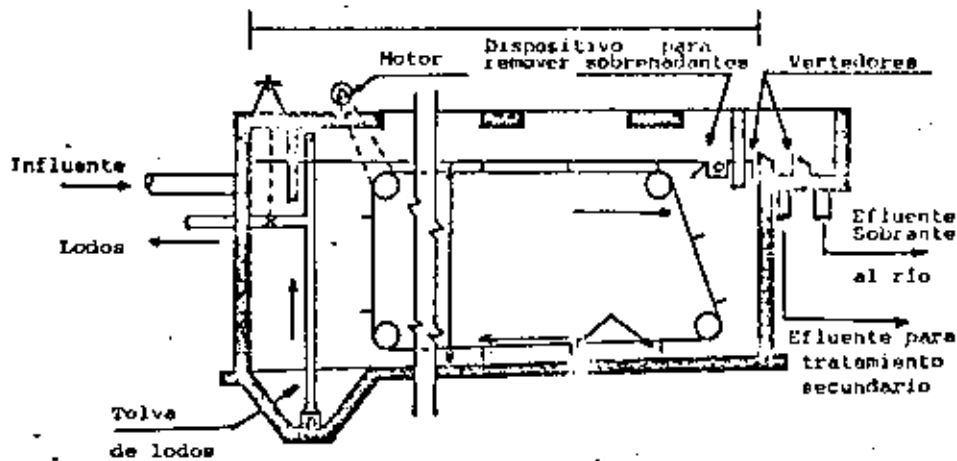


Figura 1. Tanque de Sedimentación Primario Rectangular

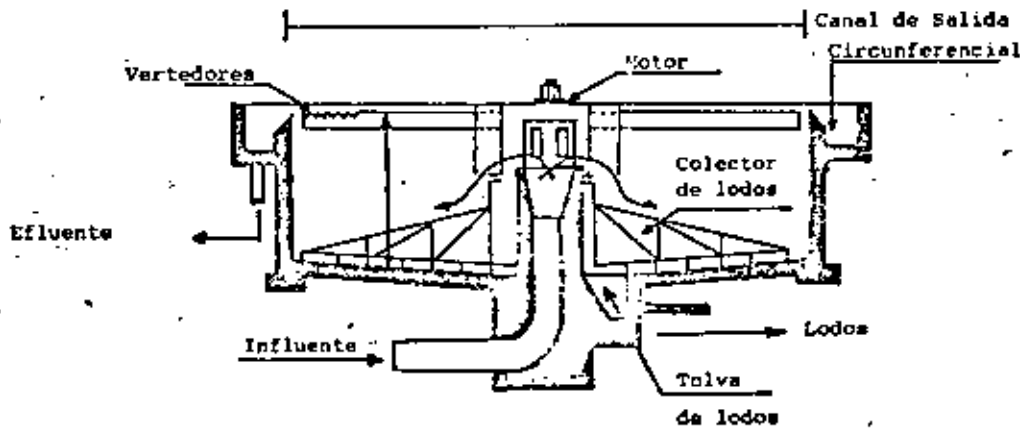


Figura 2. Tanque de Sedimentación Primario Circular

TABLA 1.

DATOS TÍPICOS DE DIMENSIONAMIENTO DE TANQUES DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA CIRCULARES Y RECTANGULARES.

TIPO DE TANQUE	VALOR	
	AMBITO	TÍPICO
<b>RECTANGULAR:</b>		
Profundidad, m	3.0 - 5.0	3.6
Longitud, m	15 - 90	25 - 40
Anchura, m	3 - 24	6 - 10
Velocidad del Desnatador, m/min	0.6 - 1.2	1.0
<b>CIRCULAR</b>		
Profundidad, m	3.0 - 5.0	4.5
Diámetro, m	3.6 - 60.0	12 - 45
Pendiente del Fondo, mm/m	60 - 160	80
Velocidad del Desnatador, $\sqrt{m/min}$	0.02 - 0.05	0.03

porción sustancial de los sólidos orgánicos, que de otra forma se descargarían directamente a los cuerpos receptores, pudiéndose formar bancos de lodo ofensivo. Tales tanques, además, se usan para proporcionar períodos de retención suficientes para suministrar una cloración efectiva.

Usualmente, los tanques de sedimentación primaria se diseñan para proveer de 90 a 150 min de detención basados en el caudal promedio de las aguas residuales. Tanques que proporcionan períodos de retención menores ( de 30 a 60 min ), con una remoción de sólidos suspendidos menor, se usan frecuentemente en el tratamiento preliminar antes de las unidades de tratamiento biológico.

#### FACTORES QUE INFLUENCIAN EL DISEÑO.

Existe un cierto número de factores que afectan el funcionamiento de los tanques de sedimentación, consecuentemente, el diseño se influenciá por la extensión a la cual cualquiera de estos factores probablemente, tiene una influencia directa sobre los resultados.

##### 5.1 Variación del Flujo.

En el diseño se le tiene que dar atención cuidadosa a la selección del flujo máximo. Este puede variar de tres veces el flujo promedio, en plantas pequeñas, a 1.5 veces el flujo promedio, en plantas grandes.

##### 5.2 Corrientes de Densidad.

Una corriente de densidad es un flujo por gravedad producido en un fluido por otro fluido de ligeramente mayor o menor densi-

dad que se hunde, respectivamente, a niveles menores o mayores. Esto sucede cuando el licor mezclado del influente se hunde hasta encontrar una densidad semejante y fluye a lo largo del tanque hasta que es forzado hacia arriba por alguna obstrucción. Usualmente, esto sucede al otro extremo del tanque, induciendo como consecuencia una contracorriente en los niveles superiores. Esto es, en sentido opuesto, o sea hacia el influente.

La velocidad debida a la corriente de densidad parece ser afectada por las proporciones del tanque y la velocidad del influente. Las corrientes de densidad son más severas en los tanques profundos y menos severas en los tanques poco profundos con altas velocidades horizontales. La localización de los vertedores del efluente con respecto al volcamiento hacia arriba de las corrientes de densidad tiene influencia en el diseño de los vertedores de derrame.

##### 5.3 Carga de Sólidos.

La carga de sólidos suspendidos varía, aproximadamente, de 1.7 a 3.4 Kg/m<sup>2</sup> x día. Dentro de este ámbito, el factor controlante es la tasa de derrame.

##### 5.4 Concentración de sólidos.

La concentración máxima de lodo dentro del tanque de sedimentación, evitando las condiciones sépticas, es el objetivo de muchos operadores de plantas. En los tanques de sedimentación primaria, el deseo es retener el lodo para obtener una mayor concentración

se equilibra contra el deterioro en la eficiencia de la sedimentación.

5.5 Licor Sobrenadante.

El sobrenadante de los tanques de digestión de lodos impone una carga adicional sobre los tanques de sedimentación y sobre el proceso total. Práctica común es agregar el sobrenadante directamente al proceso secundario a tasas bajas controladas, donde no ejerce efectos perjudiciales. La adición del filtrado procedente de los filtros al vacío y del sobrenadante procedente del proceso de elutriación a los tanques de sedimentación, aparentemente, no presenta problemas serios debido a que la proporción del flujo procedente de estos procesos al flujo total es muy bajo usualmente.

5.6 Tasa de Derrame o Tasas de Carga Superficial.

Actualmente, los tanques de sedimentación se diseñan en base a la tasa de carga superficial para el flujo promedio. La selección de la tasa de derrame que se usará en el diseño es cuestión de análisis y experiencia. Los estándares de los diez estados incluyen las siguientes recomendaciones:

- Tanques de sedimentación primaria: Los tanques de sedimentación primaria sin tratamiento secundario no deben exceder tasas de carga superficial de  $24.45 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ , para gastos de diseño de  $3.78 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{día}$  o menores. Tasas mayores pueden permitirse en plantas más grandes.
- Tanques de sedimentación intermedios. Estos tanques no

deben exceder tasas de  $40.75 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ , basados en el flujo del diseño.

- Tanques de sedimentación final. Las tasas de carga superficial, basados en el flujo de diseño, no deben exceder las siguientes recomendaciones:

TIPO DE TRATAMIENTO	TASA DE DERRAME ( $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ )
Lodos activados. ( arriba de $7.57 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{día}$ )	40.75
Lodos activados. ( abajo de $7.57 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{día}$ )	32.60

El efecto de la tasa de carga superficial y el tiempo de retención en la remoción de los sólidos suspendidos varía ampliamente, dependiendo de: las características del agua residual, la proporción de sólidos sedimentables, la concentración de sólidos y otros factores. Debe enfatizarse que las tasas de derrame deben ser fijadas lo bastante bajas para asegurar un buen funcionamiento a tasas de flujo pico.

5.7 Profundidad.

Debido a que el funcionamiento de los tanques de sedimentación depende de la floculación de los sólidos suspendidos y el grado de floculación depende del tiempo de retención, el funcionamiento del tanque con respecto a la remoción de partículas floculentas dependerá de su profundidad. Por economía, es deseable, obviamente, diseñar para la profundidad mínima practicable. En el di

seño, la profundidad mínima practicable se determina de acuerdo a los requerimientos de espacio necesarios para el equipo de remoción de lodos o a la necesidad de evitar la resuspensión de los lodos depositados en el fondo del tanque.

8 Período de Retención.

El período de retención no se menciona en los estándares de los diez estados, para tanques de sedimentación con limpieza mecánica. Sin embargo, una profundidad mínima del agua de 2.1 m se recomienda para todo tipo de aplicaciones, -excepto para lodos activados. En este último caso, una profundidad mínima de 2.4 m se recomienda. La tasa de derrame combinada con la profundidad provee, obviamente, de un cierto tiempo de retención, en horas, para profundidades dadas. En la tabla 2 se presentan valores de tiempos de retención para diversas tasas de cargas superficiales y profundidades.

Usualmente, se diseña para satisfacer las necesidades para algún tiempo en el futuro, consecuentemente, el período de retención real durante los primeros años de operación será mayor.

9 Tasa del Vertedor.

El gasto de derrame por unidad de longitud de vertedor, en la sedimentación de precipitados flocculentos tales como los lodos activados, parece influenciar el funcionamiento de acuerdo con las pruebas de campo. La interpretación de los resultados de dicha prueba de remoción de sólidos suspendidos, en tanques

TABLA 2.

TIEMPOS DE RETENCIÓN PARA VARIAS TASAS DE CARGA SUPERFICIAL Y PROFUNDIDADES DE TANQUES DE SEDIMENTACIÓN.

Carga Superficial m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> . día	Tiempo de Retención, h.			
	Profundidad, m.			
	3.0	3.5	4.0	5.0
24	3.0	3.5	4.0	5.0
32	2.3	2.6	3.0	3.8
48	1.5	1.8	2.0	2.5
60	1.2	1.4	1.6	2.0
80	0.9	1.1	1.2	1.5
100	0.7	0.8	1.0	1.2
120	0.6	0.7	0.8	1.0

circulares, en el proceso de lodos activados, dice: "para efluentes de vertedores localizados lejos del volcamiento hacia arriba de la corriente de densidad, la tasa del vertedor no debe exceder de 248.4 m<sup>3</sup>/día por m de longitud de vertedor. Para vertedores localizados dentro de la zona del volcamiento hacia arriba de la corriente de densidad, la tasa no debe exceder 186.3 m<sup>3</sup>/día por m de longitud de vertedor."

En tanques de sedimentación primaria, no existen evidencias de que la tasa del vertedor tenga algún efecto significativo en la remoción. Fundamentalmente, factores tales como la tasa de derrame tienen mayor efecto. Más importante es la localización del ver

tedor y el diseño de los tanques. Cargas típicas se presentan en la tabla 3, así como información adicional de diseño.

Los estándares de los diez estados hacen la siguiente afirmación acerca de los vertedores: "en los tanques circulares, el vertedor debe ser equivalente en longitud a la periferia del tanque". Las cargas del vertedor no deben exceder los 124.2 m<sup>3</sup>/día por m de longitud de vertedor, para plantas diseñadas para flujos promedio de 3.78 x 10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/día o menores. Consideraciones especiales deben darse a las tasas del vertedor, para plantas diseñadas para gastos mayores de 3.78 x 10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/día. Sin embargo, dichas cargas no deben excederse de 186.3 m<sup>3</sup>/día por m de longitud de vertedor.

5.10 Velocidad a través del tanque de sedimentación.

La velocidad del flujo a través del tanque de sedimentación no será uniforme a través de la sección perpendicular al flujo aunque las entradas y las salidas se diseñen para proporcionar una distribución uniforme. La velocidad no será estable debido a las corrientes de densidad, a las corrientes formadas por los "eddy's" y a la operación del mecanismo removedor del lodo. Con el objeto de minimizar estas perturbaciones, la velocidad a través del tanque de sedimentación debe conservarse entre 15.2 y 91.5 cm/min. No obstante, existen evidencias de que ámbitos de velocidades tan altas como 3.7 - 5.5 m/min pueden usarse en tanques adecuadamente proporcionados sin causar la resuspensión de los lodos del fondo.

TABLA 3.

INFORMACION TIPICA ADICIONAL DE DISEÑO PARA TANQUES DE SEDIMENTACION PRIMARIA

ITEM	VALOR		
	AMBITO		TIPICO
<b>Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario</b>			
Tiempo de retención, h	1.5 a	2.5	2.0
Flujo promedio, m <sup>3</sup> /seg	32 a	48	
Flujo máximo, m <sup>3</sup> /seg	80 a	120	100
Tasa del vertedor, m <sup>3</sup> /m. día	125 a	500	250
<b>Sedimentación primaria con retorno de lodo activado residual.</b>			
Tiempo de retención, h	1.5 a	2.5	2.0
Flujo promedio, m <sup>3</sup> /seg	24 a	32	
Flujo máximo, m <sup>3</sup> /seg	48 a	70	60
Tasa del vertedor, m <sup>3</sup> /m. día	125 a	500	250

5.11 Velocidad de resuspensión de los lodos del fondo.

La velocidad de resuspensión es importante en la operación de los tanques de sedimentación. Las fuerzas que actúan sobre las partículas sedimentadas son causadas por la fricción del agua que fluye sobre las partículas. Aquí, las velocidades horizontales deben mantenerse lo suficientemente bajas para que las par

tículas ya sedimentadas no se resuspendan. La velocidad crítica está dada por la Ec. 1, la cual fué desarrollada por Camp, utilizando los resultados de los estudios de Shields.

$$V_H^* = \left[ \frac{8K (S - 1)gd}{f} \right]^{1/2} \quad (1)$$

donde

$V_H$  = Velocidad horizontal que empezará a producir resuspensión.

$S$  = Gravedad específica de las partículas.

$d$  = Diámetro de la partícula.

$K$  = Constante que depende del tipo de material que esta siendo resuspendido.

\* = Se puede utilizar cualquier sistema de unidades, siempre y cuando exista consistencia.

Valores típicos de  $K$  son 0.04 para arena unigranular y 0.06 o mayor para materia más viscosa. El término  $f$  es el factor de fricción de Darcy - Weisbach, el cual depende de las características de la superficie sobre la cual se lleva a cabo el flujo y del número de Reynolds. Valores típicos de  $f$  varían de 0.02 a 0.03

#### DISPOSITIVOS DE ENTRADA Y DE SALIDA EN LOS TANQUES DE SEDIMENTACION.

El dispositivo de entrada a un tanque sedimentador se diseña para distribuir uniformemente el agua entre tanques, si es que hubiera más de uno, y para distribuir uniformemente el agua a través de la sección transver-

sal del tanque. La entrada es más efectiva que la salida para controlar las corrientes de densidad e inerciales. Así mismo, la entrada afecta más el funcionamiento del tanque que la salida. La mejor entrada es aquella que permite el agua entrar al tanque de sedimentación sin utilizar tuberías o canales. La pérdida de carga en los orificios de entrada o en las mamparas debe ser relativamente grande en comparación con la energía cinética del agua que pasa a través de dichos dispositivos. Debido a que los sólidos floculentos estarán frecuentemente presentes, las velocidades en los canales de entrada deberán mantenerse lo suficientemente bajas, usualmente entre 15.2 y 61.0 cm/seg. para prevenir el rompimiento de los floculos. Simplemente, velocidades bajas se requieren a través de los orificios de entrada para reducir el peligro de las corrientes inerciales que pudieran interferir con la sedimentación. Se ha encontrado que cambios relativamente menores en los dispositivos de entrada pueden alterar completamente el funcionamiento hidráulico de un tanque de sedimentación. El principal propósito de la entrada es proporcionar una transición suave de las relativamente altas velocidades del agua en la tubería del influente a las bajas y uniformes distribuciones de velocidades deseadas en la zona de sedimentación, en tal forma, que la interferencia con el proceso de sedimentación sea mínima. El objetivo de la salida es el mismo, excepto que la transición es de la zona de sedimentación a la tubería del efluente.

El nivel del agua en el tanque de sedimentación se controla a la salida usualmente. Este control puede efectuarse por diferentes medios además



del vertedor de salida, por ejemplo, una unidad posterior. Los dispositivos de salida pueden ser orificios o vertedores sumergidos, ejerciendo su control en alguna otra parte, quizás manualmente. Es deseable promover deliberadamente fluctuaciones del nivel del agua en el tanque de sedimentación para hacer uso de su capacidad de almacenamiento de lodos o para romper posibles formaciones de capas de hielo en su superficie.

Los dispositivos de salida son frecuentemente vertedores del tipo V-NOTCH, los cuales cuentan frecuentemente con medios para ajustarlos verticalmente para auxiliar al control de la tasa de derrame. En el diseño, se debe proporcionar un bordo libre razonable, de tal forma, que el nivel del agua permanezca a una distancia razonable debajo de la parte más alta del tanque de sedimentación. Se recomienda el empleo de mamparas, únicamente, en los dispositivos de entrada y salida y como medida correctiva en tanques pobremente diseñados. Sin embargo, cualquier uso de mamparas debe darsele consideraciones cuidadosas.

#### CANTIDAD Y MANEJO DEL LODO ESPERADO.

El volumen del lodo producido dependerá de: 1) las características del agua residual cruda, incluyendo carga orgánica y fresca, 2) el tiempo de sedimentación y el grado de tratamiento esperado, de acuerdo con el diseño, 3) las condiciones de los lodos sedimentados, incluyendo: la gravedad específica, el contenido de humedad y los cambios en volumen esperados bajo la influencia de la profundidad del tanque o del mecanismo de remoción de lodos, 4) el período entre las operaciones de remoción del lodo.

Normalmente, el fondo de un tanque tiene pendientes suaves hacia la tolva de lodos (no mayor al 1%), donde el lodo se recolecta. Usualmente, el lodo se mueve hidráulicamente hacia la tolva. El movimiento de las rastras debe ser verdaderamente lenta, de tal forma, que no se interfiera con el proceso de sedimentación o que no se resuspendan los sólidos sedimentados. La velocidad de las rastras debe ser menor a 30,5 cm/min. Por esta razón, algunas rastras en tanques circulares utilizan tuberías para succión al vacío, en lugar de los dispositivos convencionales de las rastras, para remover sólidos relativamente ligeros. Sin embargo, el espesamiento es acelerado por el empleo de superficies inclinadas y por la acción mecánica o las vibraciones. En la tabla 4, se presentan datos acerca de la gravedad específica y la concentración del lodo procedente de los tanques de sedimentación primaria.

#### 8. FLOTACION.

La flotación es una operación unitaria que puede usarse en lugar de la sedimentación primaria para la remoción de sólidos suspendidos y flotantes. La flotación de aguas residuales no tratadas, sedimentadas y excesos de agua de lluvia han recibido considerable atención últimamente. El proceso tiene la ventaja de altas tasas de carga superficial y de altas remociones de grasas y de material flotante. Para estas aplicaciones, las proporciones de diseño de aire a sólidos no han sido bien definidas. De la experiencia práctica, se tiene que cantidades de aire de 2 a 2% en volumen del flujo de aguas residuales producirán resultados satisfactorios.

DATOS TÍPICOS DE GRAVEDADES ESPECÍFICAS Y DE CONCENTRACIONES DE LOS LODOS PROCEDENTES DE LOS TANQUES DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA.

Tipo de lodo	Gravedad Específica	*Concentración de sólidos, %	
		Ambito	Típico
Primario solamente:			
** Sanitario	1.03	4 - 12	6
Combinado	1.05	4 - 12	6.5
Primario y lodo activado	1.03	3 - 10	4
Residual.			
Primario y humus de filtros biológicos.	1.03	4 - 10	5

\* Porcentaje de sólidos secos.

\*\* Aguas residuales con cargas orgánicas medias.

Esquemas típicos de sistemas de flotación se muestran en las figuras 3a y 3b. La figura 3b incorpora las innovaciones recientes de diseño, tales como: inyección de aire dentro del tanque de retención y mezcla del aire y del agua residual dentro del tanque. Tales diseños posibilitan la obtención de 80 a 95% de saturación comparado al 50% de los diseños estáticos (sin recirculación). La recirculación semisaturada es, entonces, retornada al tanque de flotación. Mediante una válvula

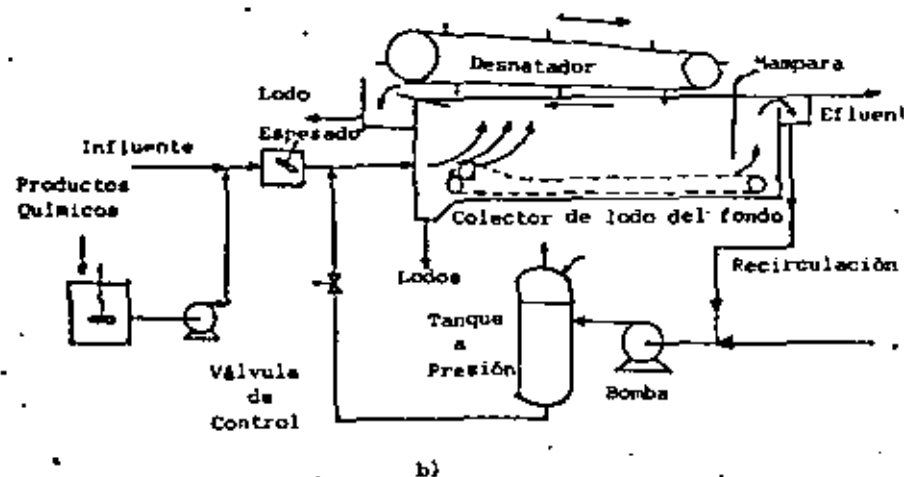
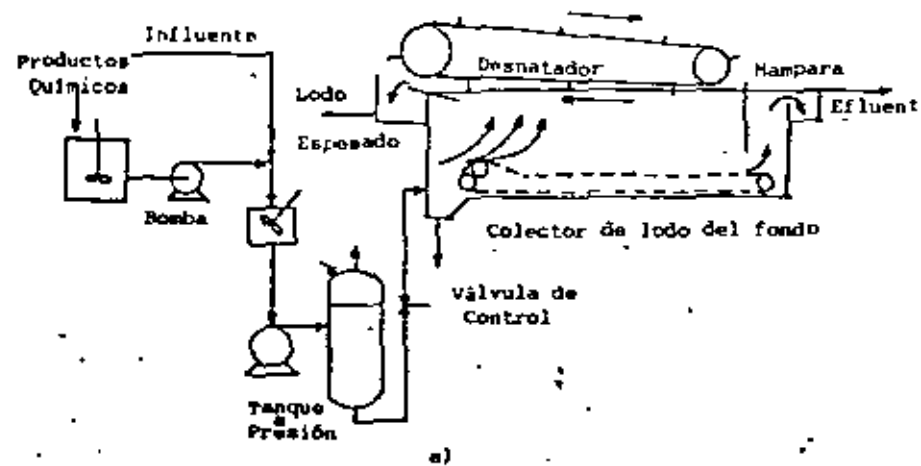


Figura 3. Sistemas de flotación que utilizan aire disuelto.  
a) Sin recirculación b) con recirculación

se mantiene la presión del tanque de retención dentro del ámbito de 28.6 a 35.5 kgN/m<sup>2</sup>. La turbulencia o la disipación de energía debe evitarse en el diseño del dispositivo de entrada, para prevenir la reducción en la eficiencia de flotación.

## 9. BIBLIOGRAFIA.

- 9.1 Fitch, E. B. & W.A. Lutz, "Feedwells for Density Stabilization Journal WPCF, 32 (2), 147, 1960.
- 9.2 T. R. Camp, "Sedimentation and the Design of Settling Tanks", Trans. ASCE, III, 895, 1946.
- 9.3 "Sewage Treatment Plant Design", WPCF Manual of Practice No 8, Sixth Printing, 1974.
- 9.4 "Water Treatment Plant Design", ASCE. AWWA. CSSE, Third Printing, 1971.
- 9.5 W.W. Eckenfelder, Jr., "Industrial Water Pollution Control", Mc Graw-Hill Book Company, 1966.
- 9.6 Metcalf & Eddy, Inc., "Waste Water Engineering: Collection, Treatment, Disposal", Mc Graw-Hill Book Company, 1966 and 1979.
- 9.7 Eckenfelder and Ford, "Water Pollution Control", The Fember Press, Jenkins Publishing Company, 1970.
- 9.8 Water J. Weber, Jr. "Physicochemical Processes", John Wiley & Sons, Inc., 1972.
- 9.9 "Process Design Manual for Suspended Solids Removal", Technology Transfer, EPA.
- 9.10 T.R. Camp, "Studies of Sedimentation Basin Design", Sewage and Industrial Wastes, Vol. 25, pp 1-12, 1953.
- 9.11 Link Belt Company, "Water Sewage and Industrial Waste", Book 2617.
- 9.12 Ingersoll, Alfred C., Jack F. McKee and Norman H. Brooks,

"Fundamental Concepts of Rectangular Settling Tanks", Trans.,  
ASCE, 121, 1179, 1959.



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

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

**Reacciones y Reactores Bases Matemáticas**

**DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ**

**OCTUBRE, 1981**

\* Dr. Ubaldo Bonilla D.

1. FLUJO DE PISTON Y FLUJO COMPLETAMENTE MEZCLADO

La determinación del tiempo durante el cual se efectúa un proceso ambiental depende, entre otros factores, del tipo de flujo que ocurre en el sistema. Existen básicamente dos modos de flujo: de pistón, y completamente mezclado.

El flujo de pistón, al que se asemeja en muchos casos el flujo en ríos, tubos y canales, ocurre de tal manera que la disposición y secuencia con que los elementos de flujo entran en un segmento del sistema se conservan en la salida.

El flujo completamente mezclado ocurre cuando un elemento de flujo que entra al sistema se dispersa inmediatamente en todo el sistema, por tanto, las propiedades del fluido dentro del sistema son uniformes e iguales a las de la descarga. A este tipo de flujo se asemeja el que ocurre en los tanques de sedimentación para el tratamiento de agua, el de las algas de oxidación, etc.

Estos dos tipos de flujo constituyen casos extremos; en la naturaleza muchos fenómenos ocurren dentro de la gama posible entre estos dos casos, con flujo intermedio, debiéndose considerar modelos especiales para su estudio.

2. SOLUCION DE LA ECUACION LINEAL DE PRIMER ORDEN

La gran mayoría de los modelos de ingeniería ambiental usados a la fecha, en ambos tipos de flujo, corresponden a la ecuación diferencial lineal de primer orden.

$$\frac{dy}{dx} + P(x)y = Q(x) \quad (1)$$

cuya solución completa es:

$$y = e^{-\int P(x) dx} \left[ \int Q(x) e^{\int P(x) dx} dx + k \right] e^{\int P(x) dx} \quad (2)$$

donde:

- y, output, variable dependiente, o salida del sistema
- x, variable independiente, generalmente tiempo.
- P(x), función de x, generalmente una constante combinación de los parámetros del sistema.
- Q(x), input o entrada al sistema
- k, constante que depende de las condiciones iniciales del sistema.

Una forma conveniente de interpretar la ecuación (1) consiste en pensar en que lo que entra al sistema en un período muy corto de tiempo,  $Q(x) dx$ , es igual a lo que se acumula en el sistema,  $dy$ , más lo que sale del sistema  $P(x) y dx$ . Cuando no existe acumulación, se dice que el sistema se encuentra en equilibrio y entonces  $dy/dx = 0$ .

\* Subdirector de Investigación y Entrenamiento, Dirección General de Protección y Ordenación Ecológica, SEMAR

Profesor de Ingeniería Ambiental, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM

### 3. MODELOS DE CRECIMIENTO EN CUERPOS CONFINADOS:

Considérese un cuerpo cerrado de agua en el que exista una cantidad suficiente de alimentos para el desarrollo de una población de microorganismos; entonces, si

- $X$ , concentración de biomasa,  $ML^{-3}$
- $\mu$ , tasa de crecimiento específico (natalidad),  $t^{-1}$
- $k_d$ , tasa de decaimiento específico (mortalidad),  $t^{-1}$

El incremento de biomasa en un tiempo muy pequeño,  $dt$ , estará dado por

$$\frac{dx}{dt} = \mu(x) - k_d x \quad (3)$$

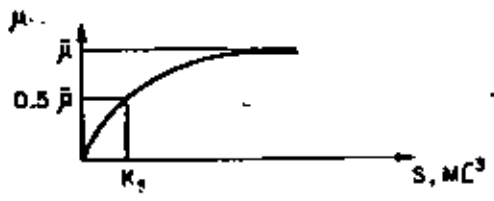
Se ha observado que cuando la concentración de un cierto nutriente, denominado limitante, disminuye, la tasa de crecimiento de los microorganismos dependientes de ese nutriente tiende a decaer según la función de Monod:

$$\mu = \bar{\mu} \frac{S}{K_s + S} \quad (4)$$

donde ;

- $\bar{\mu}$ , tasa máxima de crecimiento específico,  $t^{-1}$
- $S$ , concentración del nutriente limitante,  $ML^{-3}$
- $K_s$ , constante de saturación; concentración del nutriente

0.5 del crecimiento máximo,  $ML^{-3}$



La tasa de crecimiento específico depende además, de la naturaleza de las aguas: pH, salinidad y temperatura. La influencia de la temperatura está dada por la fórmula empírica:

$$\mu = \bar{\mu} \theta^{(T-T_0)} \quad (5)$$

donde:

- $T$ , temperatura,  $^{\circ}C$
- $\theta$ , coeficiente de temperatura,  $\theta = 1.047$  para  $T$  entre  $15$  y  $30^{\circ}C$ .

La utilización de nutriente limitante por parte de los microorganismos, es proporcional a la cantidad de biomasa producida.

$$\frac{dS}{dt} = -\frac{1}{Y} \frac{dX}{dt} \quad (6)$$

donde:

Y, rendimiento, o relación entre masa de microorganismos producida entre masa de nutrientes limitantes consumida. Siempre menor que 1. En condiciones aeróbicas 0.5

#### 4. MODELOS DE CRECIMIENTO EN FLUJO CONTINUO MEZCLADO

En el caso de flujo continuo mezclado la acumulación de biomasa de microorganismos en el sistema (una laguna de estabilización, por ejemplo) será igual a la cantidad de biomasa que ingrese al sistema con el influente, menos la biomasa que salga por la descarga, más la biomasa que nazca dentro del sistema, menos la que muera. Por tanto, denotando con 0 y 1 a las condiciones de entrada y salida:

$$V \frac{dX_1}{dt} = QX_0 - QX_1 + V\mu \frac{S_1}{K_s + S_1} X_1 - Vk_d X_1 \quad (7)$$

donde:

- V, volumen del sistema, L<sup>3</sup>
- Q, gasto a través del sistema, L<sup>3</sup>t<sup>-1</sup>

Simultáneamente, la acumulación del nutriente limitante dentro del sistema será igual a lo que ingresa con el influente menos lo que sale con la descarga, menos lo asimilado por la biomasa\*

$$V \frac{dS_1}{dt} = QS_0 - QS_1 - \frac{V}{Y} \mu \frac{S_1}{K_s + S_1} X_1 \quad (8)$$

Bajo condiciones de equilibrio, si además no existe entrada de microorganismos al sistema (por ejemplo en una laguna de oxidación en que no ingresan algas con el influente), llamando  $\theta$  al tiempo de retención  $Q/V$  las fórmulas (7) y (8) se convierten, respectivamente, a:

$$-\frac{1}{\theta} + \mu \frac{S_1}{K_s + S_1} - K_d = 0 \quad (9)$$

$$\frac{S_0 - S_1}{\theta} - \frac{\mu}{Y} \frac{S_1}{K_s + S_1} X_1 = 0 \quad (10)$$

\* Algunos autores substituyen el término correspondiente a "asimilación por la biomasa" por un término correspondiente a degradación del sustrato S, en tal caso, la ecuación (8) se escribe:

$$\frac{dS_1}{dt} = \frac{Q}{V} S_0 - \frac{Q}{V} S_1 - K S_1 \quad (8')$$

Bajo condiciones de equilibrio, llamando  $R = V/Q$  (retención), se tiene la ecuación

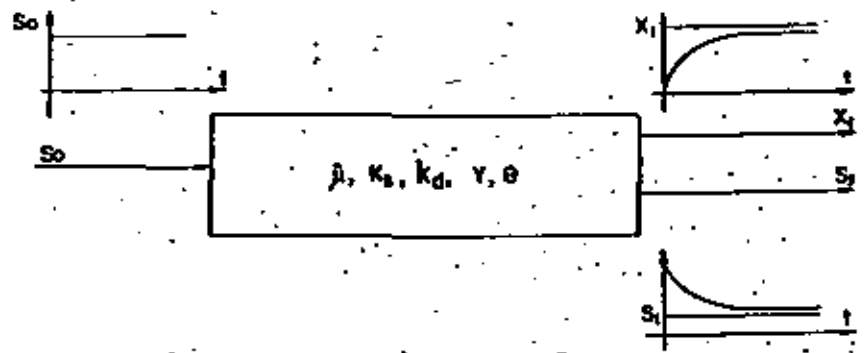
$$S_1 = \frac{S_0}{KR + 1} \quad (8'')$$

usado por Harris en el diseño de lagunas de estabilización.

En el inciso 5 de este trabajo se detalla sobre el significado del término "degradación".



Las ecuaciones 9 y 10 representan un sistema en donde el input es la concentración del nutriente limitante alimentado,  $S_0$ ; los outputs: la biomasa en el sistema,  $X_1$ , y la concentración del nutriente descargado,  $S_1$ ; y los parámetros del sistema son:  $\mu$ ,  $k_s$ ,  $k_d$ ,  $Y$ , y  $\theta$ . Esquemáticamente



La resolución simultánea de las ecuaciones (9) y (10) conduce a:

$$X_1 = \frac{(S_0 - S_1) Y}{1 + \theta k_d} \quad (11)$$

$$S_1 = \frac{K_s (1 - k_d \theta)}{\theta (\mu - k_d) - 1} \quad (12)$$

El tiempo crítico de un sistema en flujo continuo completamente mezclado, bajo condiciones de equilibrio, es aquel abajo del cual no puede existir biomasa dentro del sistema, de (11) :

$$S_0 - S_1 = 0, \quad S_0 = S_1$$

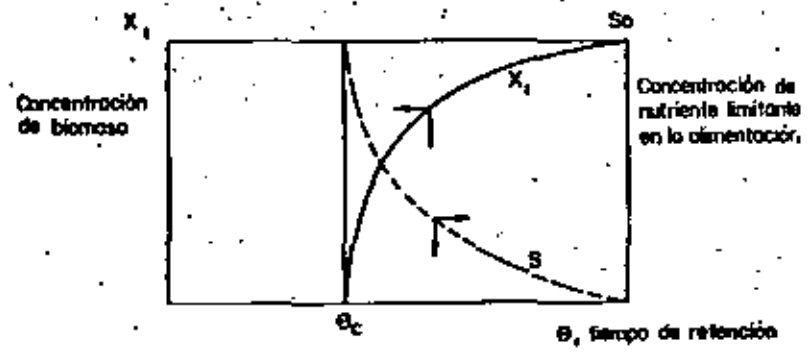
Valor que substituido en (12), cuando  $k_d$  es pequeña conduce a:

$$\theta_c = \frac{S_0 + K_s}{\mu S_0} \quad (13)$$

La relación entre biomasa y concentración de nutriente limitante se obtiene substituyendo la ecuación (12) de la ecuación (11):

$$X_1 = S_0 Y - \frac{K_s Y}{\theta \mu - 1} \quad (14)$$

que tiene una gráfica como la que se representa enseguida:



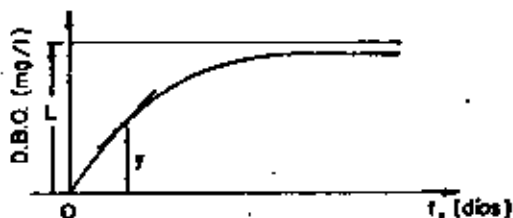
Obsérvese que para  $\theta \rightarrow \infty$ ,  $X_1$  es constante y proporcional a  $S_0$ , y que para  $0 \leq \theta_c$ ,  $X = 0$ . Por tanto, en un sistema completamente mezclado, por ejemplo una laguna de estabilización, el tiempo de retención no debe ser nunca menor del tiempo crítico, ni demasiado grande, ya que la biomasa se estabiliza en la práctica antes de tres tiempos críticos.

## 5. DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO Y DEGRADACION DE LA MATERIA ORGANICA

En la degradación de la materia orgánica bajo condiciones aeróbicas, el consumo de oxígeno es proporcional a la cantidad de materia orgánica oxidada.

Imagínese una botella que contiene una muestra de agua, cierta cantidad inicial de materia orgánica, bacterias aeróbicas, y oxígeno en exceso para estabilizar la materia orgánica. Supongamos un experimento en el que fuera posible determinar la cantidad de oxígeno presente en la botella después de tiempos 0, 1, 2, 3, 4, 5, ... días, sin alterar la muestra\*.

Sería posible entonces determinar el oxígeno consumido hasta el tiempo  $t$ , simplemente restando el oxígeno presente en ese tiempo del oxígeno presente en el tiempo cero. Este consumo se denomina demanda bioquímica de oxígeno, D.B.O. y sigue, a través del tiempo, una gráfica del siguiente tipo:



En la práctica el experimento se realiza con 6 botellas de 250 ml. Una de ellas contiene solamente agua de la llave con exceso de oxígeno, y las restantes, agua de la llave con exceso de oxígeno y un volumen pequeño de la muestra de agua por probar, sembrada con bacterias si es necesario.

en el que el valor asintótico,  $L$ , es evidentemente proporcional a la cantidad inicial de materia orgánica presente  $y$ , como consecuencia, una estimación de ella.

Como se observa en la gráfica, la pendiente en cualquier punto es proporcional a la distancia  $(L - y)$ , por tanto:

$$\frac{dy}{dt} = k_1 (L - y) \quad (15)$$

donde:

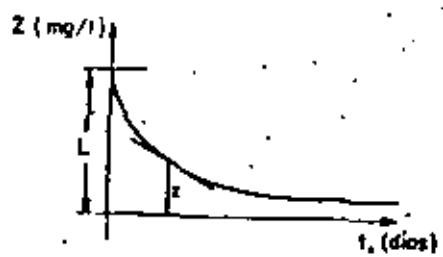
- $y$ , DBO ejercida durante el tiempo  $t$ ,  $ML^{-3}$
- $t$ , tiempo,  $t$
- $k_1$ , constante de proporcionalidad o rapidez de la reacción,  $t^{-1}$
- $L$ , DBO última o valor límite para la oxidación de la materia carbonácea,  $ML^{-3}$

Esta ecuación puede integrarse fácilmente (ver ecuaciones 1 y 2) entre los límites  $(0,0)$ ,  $(t,y)$ , obteniéndose

$$y = L (1 - e^{-k_1 t}) \quad (16)$$

ecuación que permite determinar los valores de la DBO a cualquier tiempo, cuando se conocen los valores de los parámetros  $k_1$  y  $L$ . Un valor de DBO muy importante en ingeniería sanitaria es la DBO de cinco días,  $DBO_5$ , pues es usado frecuentemente en el diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Obsérvese que al progresar la demanda bioquímica de oxígeno, la cantidad de materia orgánica presente en la botella disminuye. La degradación de la materia orgánica ocurre, por tanto, según una gráfica del siguiente tipo:



en donde se observa que la pendiente es siempre negativa y proporcional a la distancia z, o sea,

$$\frac{dz}{dt} = -k_1 z \quad (17)$$

de donde se obtiene, integrado entre los límites (0, L) (t, z)

$$Z = L e^{-k_1 t} \quad (18)$$

donde:

- Z, cantidad de materia orgánica medida como DBO, al tiempo t,  $ML^{-3}$
- L, cantidad de materia orgánica medida como DBO, inicial,  $ML^{-3}$

### 6. MODELO DE DEFICIT DE OXIGENO EN SISTEMA DE FLUJO CONTINUO DE PISTON

La concentración máxima de oxígeno en el agua, está dada por la ley de Henry

$$C_s = k_2 P \quad (19)$$

donde:

- $C_s$ , concentración de saturación
- p, presión parcial del oxígeno en el aire
- $k_2$ , constante de Henry para oxígeno disuelto en agua

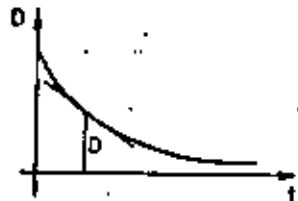
Si  $C_s$  expresa en mg/l, p en atmósferas, entonces, a 20°C :

$$k_2 = 43.8 \text{ mg/l-atm.}$$

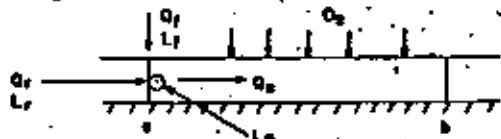
Se denomina déficit de oxígeno de un cuerpo de agua a la diferencia entre su concentración teórica de saturación y la concentración real de oxígeno presente. En un río el déficit de oxígeno es causado principalmente por el consumo debido a la estabilización de la materia orgánica. El déficit tiende a compensarse debido a que el paso de oxígeno de la atmósfera al agua es mayor mientras mayor es el déficit; esto ocurre de acuerdo a la ecuación

$$\frac{dD}{dt} = -k_2 D$$

(20)



Considérese un segmento de un río como el que se representa en la figura



A la sección a, llega un gasto,  $Q_r$ , con una carga de materia orgánica,  $L_r$ , y un déficit de oxígeno,  $D_a$ , procedentes del segmento anterior. En la misma sección, una fábrica descarga un gasto  $Q_f$ , con una carga,  $L_f$ . Si se supone que ambas descargas se mezclan completamente al ingresar a la sección a, el gasto resultante será,  $Q_a = Q_r + Q_f$ , y la carga orgánica:

$$L_a = (Q_f L_f + Q_r L_r) / (Q_r + Q_f)$$

Debido a que se supone que el flujo es de pistón, el volumen de agua en que se encuentra la carga  $L_a$ , no se mezcla con otros volúmenes y la degradación de la materia orgánica ocurre dentro de él al moverse a lo largo del río, consumiendo oxígeno durante su trayecto, produciendo un incremento en el déficit de oxígeno

proporcional a la concentración de materia orgánica presente

$$\frac{dD}{dt} = k_1 L_a - k_2 D \quad (21)$$

El efecto combinado de ambos fenómenos, resirección y consumo de oxígeno por la materia orgánica está dado por la suma de las ecuaciones 20 y 21

$$\frac{dD}{dt} = k_1 L_a - k_2 D \quad (22)$$

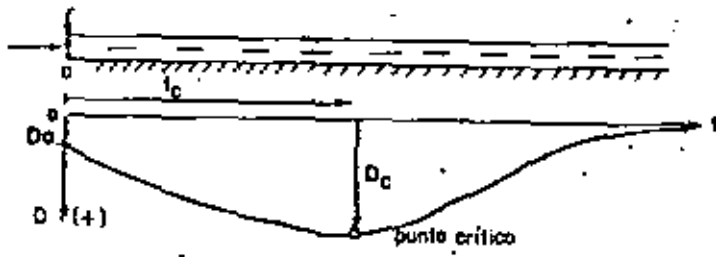
Esta ecuación puede integrarse fácilmente (ver ecuaciones 1 y 2) entre los límites  $(0, D_a)$ ,  $(t, D)$ , para obtener el modelo de déficit debido a Streeter y Phelps:

$$D = \frac{k_1 L_a}{k_2 - k_1} \left[ e^{-k_1 t} - e^{-k_2 t} \right] + D_a e^{-k_2 t} \quad (23)$$

donde:

- $D$ , déficit de oxígeno en el punto situado a un tiempo  $t$  de la sección de ingreso,  $ML^{-3}$
- $k_1$ , constante de rapidez de degradación de la materia orgánica,  $t^{-1}$
- $k_2$ , constante de rapidez de resirección,  $t^{-1}$
- $L_a$ , concentración de materia orgánica en la sección de ingreso,  $ML^{-3}$
- $D_a$ , déficit de oxígeno en la sección de ingreso  $ML^{-3}$

La gráfica de la ecuación 23 tiene la siguiente forma



en que se advierte la existencia de un punto, denominado crítico, donde el déficit es máximo. Los valores de las coordenadas  $(x_c, D_c)$  se obtienen rápidamente igualando a cero la ecuación 22, despejando el déficit crítico y substituyendo la ecuación 23 para obtener el tiempo crítico. Los resultados son:

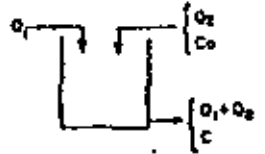
$$D_c = \frac{k_1}{k_2} L_0 e^{-k_1 t_c} \quad (24)$$

$$t_c = \frac{1}{k_1 \left( \frac{k_2}{k_1} - 1 \right)} \ln \left\{ \frac{k_2}{k_1} \left[ 1 - \left( \frac{k_2}{k_1} - 1 \right) \frac{D_0}{L_0} \right] \right\} \quad (25)$$

7. EJEMPLOS

7.1 Un tanque de mezclado rápido de 400 l de capacidad recibe agua a razón de 8 l/min y salmuera con concentración de 1/16 kg/l a razón de 8 l/min. La mezcla sale por el fondo del tanque a razón de 16 l/min. Determine la concentración de sal en el efluente, al variar el tiempo t. Asuma que el tanque se encuentra inicialmente lleno con agua pura.

Solución:



$$V \frac{dc}{dt} + C_0 Q_2 - C(Q_1 + Q_2) \quad (1)$$

$$\frac{L^3/M}{L^3/T} + \frac{M/L^3}{L^3/T} - \frac{M}{L^3} \frac{L^3}{T} \quad (2)$$

$$\frac{dC}{dt} + \frac{C_0 Q_2}{V} - \frac{C(Q_1 + Q_2)}{V} \quad (3)$$

Arreglando la ecuación (2) tenemos:

$$\frac{dC}{dt} + \frac{(Q_1 + Q_2)}{V} C = \frac{Q_2 C_0}{V} \quad (3)$$

La ecuación (3) es de la forma:

$$\frac{dy}{dx} + P(x)y = Q(x) \quad (4)$$

La solución de la ecuación (4) es:

$$y = e^{-\int P(x) dx} \left[ \int Q(x) e^{\int P(x) dx} dx + k \right]$$

∴ resolviendo la ecuación (3) tenemos:

$$\int \frac{Q_1 + Q_2}{V} e^{-\frac{Q_1 + Q_2}{V} t} dt = - \int \frac{Q_1 + Q_2}{V} e^{-\frac{Q_1 + Q_2}{V} t} dt$$

$$\int e^{-\frac{Q_1 + Q_2}{V} t} \cdot \frac{C_0 Q_2}{V} dt = \frac{C_0 Q_2}{V} \frac{V}{Q_1 + Q_2} \int e^{-\frac{Q_1 + Q_2}{V} t} dt = \frac{Q_1 + Q_2}{V} dt = \frac{C_0 Q_2}{Q_1 + Q_2} e^{-\frac{Q_1 + Q_2}{V} t}$$

$$C = e^{-\frac{Q_1 + Q_2}{V} t} \left( \frac{C_0 Q_2}{Q_1 + Q_2} e^{\frac{Q_1 + Q_2}{V} t} \right) + k e^{-\frac{Q_1 + Q_2}{V} t}$$

$$C = \frac{C_0 Q_2}{Q_1 + Q_2} + k e^{-\frac{Q_1 + Q_2}{V} t}$$

Si  $t=0$ ,  $C=0$ ;  $0 = \frac{C_0 Q_2}{Q_1 + Q_2} + k \therefore k = -\frac{C_0 Q_2}{Q_1 + Q_2}$

$$C = \frac{C_0 Q_2}{Q_1 + Q_2} \left[ 1 - e^{-\frac{Q_1 + Q_2}{V} t} \right]$$

- 7.2 Llamando  $X$ , concentración de biomasa;  $\mu$ , tasa específica de crecimiento;  $k_d$ , tasa específica de mortalidad.
- Establezca un modelo diferencial lineal de crecimiento de biomasa.
  - Establezca qué unidades deben tener las variables y los parámetros en el modelo.
  - Integre el modelo para obtener  $x = f(t)$
  - Si  $\mu = 0.15 \text{ h}^{-1}$ , determine el porcentaje de biomasa, respecto a la cantidad inicial, que se encontrará presente después de 3 h. Asuma  $k_d = 1 \text{ h}^{-1}$

Solución:

$$a) \frac{dx}{dt} = \mu X - k_d X$$

$$\frac{dx}{dt} = (\mu - k_d) X$$

$$b) \frac{M}{LT} = \left( \frac{1}{T} + \frac{1}{T} \right) \frac{M}{L}$$

$$c) \frac{dx}{dt} = (\mu - k_d) X$$

Integrando:

$$\int_0^x \frac{dx}{x} = (\mu - k_d) \int_0^t dt$$

$$\ln \frac{X}{X_0} = (\mu - k_d)t$$

$$\therefore X = X_0 e^{(\mu - k_d)t}$$

$$d) X = X_0 e^{(0.15 - 1)t}$$

$$X = X_0 e^{-2.55} = (0.0781) X_0$$

$$X_0 = 1 \quad \text{Cantidad inicial}$$

$$X = 1 \times 0.0781 \times 100 = 7.81\%$$

- 7.3 Una laguna tiene un volumen de  $6.6 \times 10^9 \text{ m}^3$ . Recibe y descarga un gasto de  $100 \text{ m}^3/\text{seg}$ . La concentración de materia orgánica en el influente es de  $4.8 \text{ mg/l}$ . Determine la concentración en la salida, bajo condiciones estables.

Solución:

La concentración para flujo completamente mezclado está dado por la ecuación:

$$S = \frac{S_0 Q}{\left(\frac{Q}{V} + k\right)V} + K e^{-\left(\frac{Q}{V} + k\right)t} \quad \text{que resulta de integrar la fórmula 8'}$$

Para las condiciones de equilibrio se tiene:

$$S = \frac{S_0 Q}{\left(\frac{Q}{V} + k\right)V}$$

Substituyendo valores se tiene:

$$S_0 = 4.8 \text{ mg/l} \times 1000 \text{ l/m}^3 = 4.8 \times 10^3 \text{ mg/m}^3$$

$$K = 0.03$$

$$Q = 100 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg/hr} \times 24 \text{ hr/día} = 8.64 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$S = \frac{4.8 \times 10^3 \times 8.64 \times 10^6}{\left(\frac{8.64 \times 10^6}{6800 \times 10^9} + 0.03\right) 6800 \times 10^9} = 195 \text{ mg/m}^3$$

$$S = 0.195 \text{ mg/l}$$

- 7.4. Determine la  $DBO_5$  de una muestra de agua que tiene una  $k_1 = 3 \text{ día}^{-1}$ , si el laboratorio reporta una  $DBO_{10} = 4 \text{ mg/l}$

Solución:

$$Y = L (1 - e^{-k_1 t})$$

$$L = \frac{Y_{10}}{1 - e^{-k_1 t}}$$

$$L = \frac{4}{1 - e^{-0.3(10)}} = \frac{4}{0.95} = 4.21 \text{ mg/l (DBO último)}$$

∴ La  $DBO_5$  es:

$$Y_5 = 4.21 (1 - e^{-0.3(5)}) = 3.27 \text{ mg/l}$$

- 7.5. Una corriente tiene las siguientes características:  
 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{seg}$ ,  $v = 0.6 \text{ m/seg}$ ,  $O.D_N = 8 \text{ mg/l}$ .  
 $k_{1e} = 0.3 \text{ día}^{-1}$ ,  $k_{2e} = 0.7 \text{ día}^{-1}$ . Determine la capacidad de carga del río, si se desea conservar  $4 \text{ mg/l}$  de oxígeno disuelto y el agua del río tiene una  $DBO_u = 2 \text{ mg/l}$ . Considere que el déficit de oxígeno debe mantenerse constante a lo largo del río y exprese el resultado en Kg de DBO por Km de longitud.

Solución:

$$\frac{dD}{dt} = k_1 L - k_2 D$$

en equilibrio

$$\frac{dD}{dt} = k_1 L - k_2 D = 0$$

$$L = \frac{k_2}{k_1} D$$

$$D = 8 - 4 = 4 \text{ mg/l}$$

$$L = \frac{0.7}{0.3} (4) = 9.3 \text{ mg/l}$$

$$\text{Capacidad de carga} = 9.3 - 2 = 7.3 \text{ mg/l}$$

$$\frac{\text{Carga}}{\text{Km}} = 7.3 \text{ mg/l} \times 1 \text{ Kg} / 10^6 \text{ mg} \times 10^3 \text{ l} / \text{m}^3 \times 100 \text{ m}^3/\text{seg} \times \text{seg} / 0.6 \text{ m} \times 10^3$$

$$\frac{\text{Carga}}{\text{Km}} = \frac{7.3 \times 100}{0.6} = 1217 \text{ Kg/Km}$$

7.6 Una planta industrial descarga a una corriente  $2 \text{ m}^3/\text{seg}$  de desechos que tienen una concentración de  $\text{DBO}_u$  de  $25 \text{ mg/l}$ . El déficit inicial de oxígeno en la corriente es de  $2 \text{ mg/l}$ . Considerando que la corriente tiene las siguientes características:  $Q_r = 30 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$ ,  $v = 0.6 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$ ,  $K_1 = 0.3 \text{ día}^{-1}$ ,  $K_2 = 0.7 \text{ día}^{-1}$ ,  $\text{DBO}_5 = 20 \text{ mg/l}$ , determine: a) el déficit crítico de oxígeno en la corriente, b) la distancia, desde el punto de descarga, en que ocurre el déficit crítico. Considere que el nivel normal de oxígeno en la corriente es de  $8 \text{ mg/l}$ .

Solución:

$$L_0 = \frac{\text{DBO}_r Q_r + \text{DBO}_f Q_f}{Q_f + Q_r}; \quad L_0 = \frac{2 \times 25 + 20 \times 30}{2 + 30} = 20.31 \text{ mg/l}$$

$$f = \frac{k_2}{k_1}; \quad f = \frac{0.7}{0.3} = 2.333$$

$$t_c = \frac{1}{k_1(f-1)} \ln \left\{ f \left[ 1 - (f-1) \frac{D_0}{L_0} \right] \right\}$$

$$t_c = \frac{1}{0.3(1.333)} \ln \left\{ 2.333 \left[ 1 - 1.333 \frac{2}{20.31} \right] \right\} = 1.766 \text{ día}$$

$$D_c = L_0 e^{-k_1 t_c} / f; \quad D_c = 20.31 e^{-0.3(1.766)} / 2.33 =$$

$$D_c = 5.125 \text{ mg/l}$$

$$s = \frac{D_c}{f}; \quad s = vt$$

$$s = 0.6 \text{ m/seg} \times 1.766 \text{ día} \times 86400 \text{ seg/día} \times 1 \text{ Km} / 1000 \text{ m} =$$





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

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

**Procesos Biológicos de Tratamiento - Conceptos Fundamentales**

**DR. VICENTE JONGUITUD FALCON**

**OCTUBRE, 1981.**

PROCESOS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO - CONCEPTOS FUNDAMENTALES.

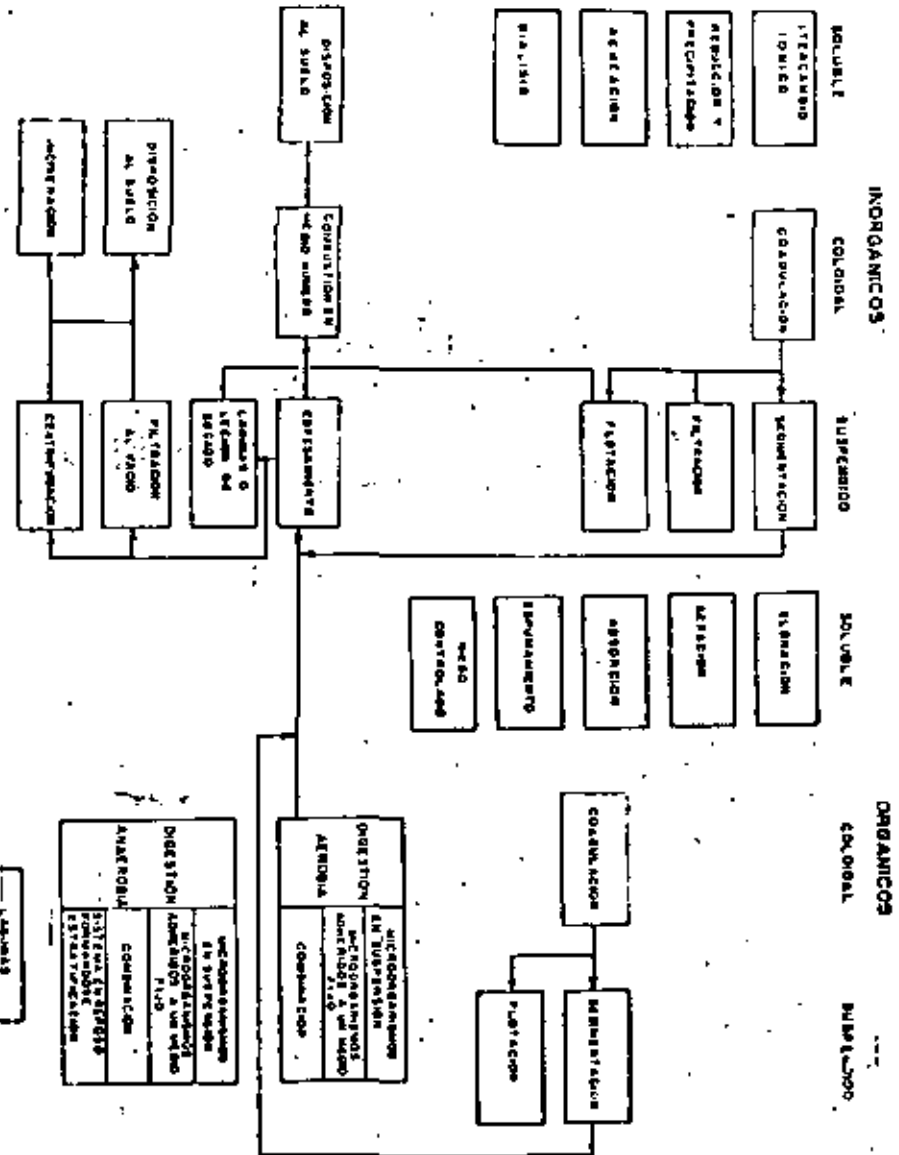
1.- INTRODUCCION

Los procesos de tratamiento biológico son esencialmente procesos bioquímicos en donde los microorganismos utilizan la materia orgánica y los nutrientes biológicos contenidos en los desechos para su reproducción. Desde el punto de vista práctico, se puede visualizar a los procesos biológicos de tratamiento como procesos de remoción de materia orgánica donde el producto que nos interesa obtener es el agua de calidad adecuada que pueda ser reusada en diversas actividades, o como proceso de estabilización de la materia orgánica en donde el producto final, además del agua tratada, es el material sólido estabilizado que puede ser retornado al medio ambiente sin peligro. La razón de esta explicación, es la de identificar más específicamente el papel de los procesos biológicos dentro del esquema total de tratamiento de desechos líquidos, como se presentan en las figuras 1 y 2. La mayoría de los procesos físicos y físico-químicos realmente se enfocan a la remoción de contaminantes, prevaleciendo el problema de su disposición final, mientras que los procesos biológicos estabilizan el material removido, facilitando su disposición final.

De acuerdo con las figuras mencionadas, los sistemas de tratamiento biológico pueden ser agrupados en tres categorías: A) digestión aerobia, que considera la presencia de oxígeno disuelto con el fin de que la estabilización de la materia orgánica se lleve a cabo bajo condiciones aerobias; B) digestión anaerobia, que estabiliza el material orgánico en ausencia total de oxígeno disuelto y cuya particularidad importante es la generación de subproductos con alto valor energético; y C) lagunas de estabilización, en donde la estabilización de la materia orgánica es producto del proceso simbiótico entre algas y bacterias. Es obvio que, como en cualquier clasificación, existen variantes que no pueden ser identificadas estrictamente en una de las categorías mencionadas.

Otras variantes que se desean considerar corresponden a los proce

FIGURA 1.- SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE ACUERDO CON EL CONTAMINANTE A REMOVER.



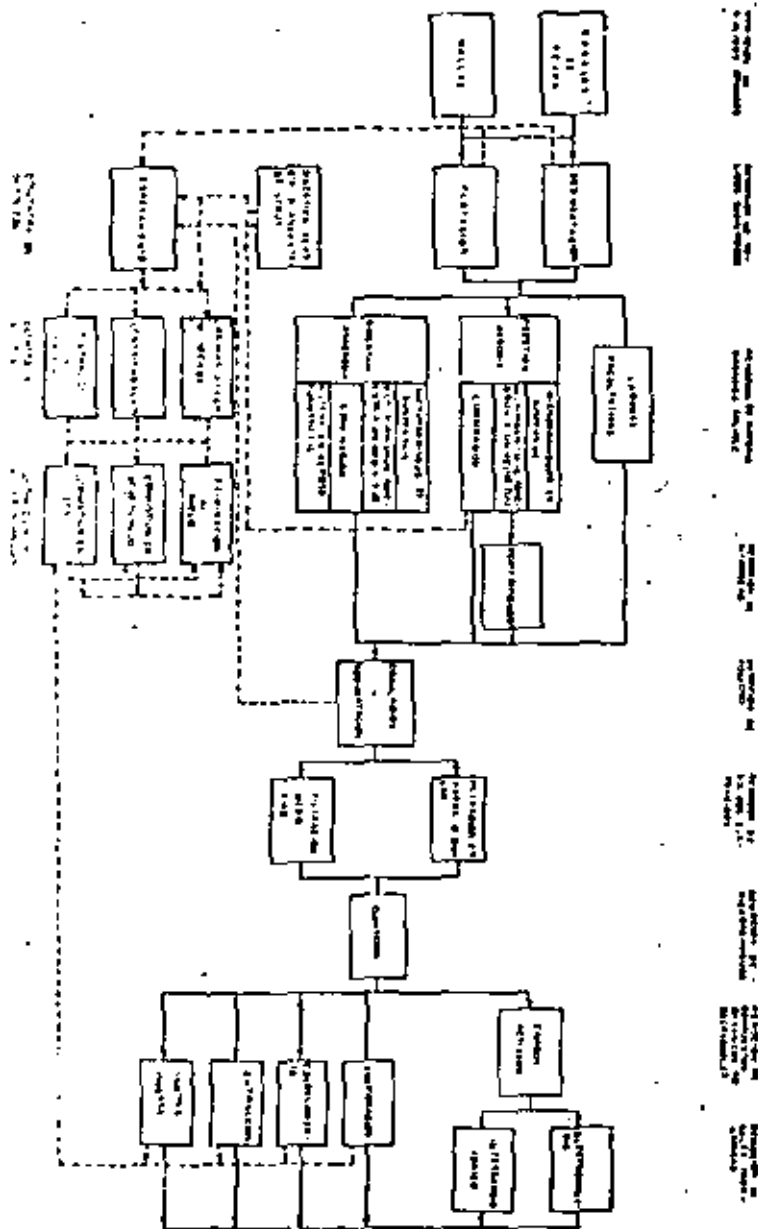


FIGURA 1.- SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE LA ZONA INDUSTRIAL DE LA CIUDAD DE GUAYMA, GUAYAMA, P.R.

Los sistemas en donde los microorganismos están en suspensión, están adheridos a un medio fijo, o es una combinación de estos.

Estas variantes son un intento por incrementar la población microbiana activa, que puede entrar en contacto con la materia orgánica presente en los desechos líquidos y realizar su estabilización rápidamente. En los procesos aerobios con microorganismos en suspensión, la agitación tiene como objetivo el transferir oxígeno y poner a los microorganismos en contacto con la materia a degradar. En muchos casos se utiliza la recirculación de microorganismos en altas concentraciones para aumentar la población biológica activa y acelerar el proceso. En los procesos con medio fijo, los microorganismos se adhieren a las paredes del medio permaneciendo en el sistema en cantidades adecuadas para que el metabolismo de la materia orgánica se lleve a cabo en tiempos de retención cortos. La combinación de estos procesos se ha llevado a cabo más bien a nivel experimental, aunque ya se han construido reactores como las torres de madera resistente.

En los sistemas anaerobios con microorganismos suspendidos, la agitación se realiza principalmente para poner en contacto a los microbios con el sustrato; y en sistemas para estabilización de sólidos la agitación cumple una segunda función al incrementar la hidrólisis de los sólidos para que puedan ser aprovechados por las bacterias. Incrementando la rapidez de solubilización se incrementa la rapidez de estabilización ya que la hidrólisis se ha considerado la etapa limitante del proceso. En los procesos estáticos, la hidrólisis se lleva a cabo por procesos enzimáticos requiriendo grandes periodos de reacción.

A manera de resumen se puede decir que los sistemas de tratamiento biológico tratan de proporcionar a los microorganismos, mediante un diseño apropiado de los procesos, las condiciones óptimas para que desarrollen sus funciones metabólicas y de esa forma transformen y estabilicen la materia orgánica.

2.- MICROORGANISMOS DE IMPORTANCIA EN TRATAMIENTOS BIOLÓGICOS.

Los microorganismos se pueden definir como todos los organismos que son demasiado pequeños para ser observados sin ayuda del microscopio, también se definen como organismos que existen como células individuales.

Todos los seres vivos están compuestos de células y todos los organismos vivos, ya sean unicelulares o multicelulares, ejecutan las mismas funciones indispensables. Una simple célula (o la célula individual de un agregado indiferenciable), necesita ejecutar todas esas funciones por sí sola; mientras que en organismos superiores ciertas funciones las realizan células especializadas. Las siguientes funciones son indispensables a todos los organismos:

- a) Protección del medio ambiente, por ejemplo, el establecimiento de una frontera que separe a los organismos del mundo exterior,
- b) Captura de nutrientes,
- c) Producción de energía en forma utilizable biológicamente,
- d) Conversión metabólica del alimento a material celular,
- e) Excretar los productos de desecho, y
- f) Preservación y replicación de la información genética.

Originalmente los microorganismos fueron agrupados en dos reinos: plantas y animales. Debido a problemas taxonómicos, la tendencia actual es la de incluir un tercer reino que es el protista e incluye a los protozoarios, algas, hongos, bacterias y virus que se distinguen por la ausencia de diferenciación de células y tejidos.

Con la ayuda del microscopio electrónico, se observó que había una diferencia fundamental en la estructura celular interna entre las bacterias y las algas azul-verde por un lado, y todos los otros organismos vivos, ya fueran plantas, animales o protistas, por el otro. Todas las células, excepto las bacterias y algas azul-verde tienen estructuras internas bien definidas, complejas y con organelos, limitados por una membrana. Quizás la más importante de esas estructuras internas es el núcleo, un organelo encerrado en una membrana que contiene, entre otros componentes, el material genético de la célula, el ácido desoxirribonucleico (ADN), organizado en estructuras reconocibles llamadas cromosomas.

En las bacterias y algas azul-verde, el ADN no se encuentra organizado en estructuras definidas como los cromosomas y no está separado del citoplasma por una membrana nuclear.

De esta manera, la división básica de organismos vivos es entre los eucarióticos, ya sean unicelulares o multicelulares, que tienen un núcleo verdadero y los procarióticos los cuales no tienen núcleo.

Estructura y función de los Eucarióticos

La célula eucariótica tiene una estructura compleja interna no encontrada en una célula procariótica. El organelo característico de la célula eucariótica es el núcleo, el cual contiene el ADN asociado con proteínas básicas que forman los cromosomas. Un nucleolo, conteniendo ácido ribonucleico (ARN), es visible como un cuerpo denso dentro del núcleo. Dos membranas perforadas por poros separan al núcleo del citoplasma, la membrana nuclear exterior, la cual se continúa con un extenso sistema de membranas internas y la retícula endoplásmica, la cual forma canales a través del citoplasma. Parte de la retícula endoplásmica está cubierta con ribosomas, que son pequeños cuerpos que contienen proteínas y ARN y es donde se realiza la síntesis de las proteínas.

El aparato responsable de atrapar la energía química en una célula aerobia, se encuentra en la mitocondria, un organelo rodeado por una doble membrana, dentro de la cual están los componentes del sistema de transporte de electrones y enzimas asociadas con el metabolismo respiratorio. La mitocondria no se encuentra en células que crecen anaerobiamente. Un organelo similar, el cloroplasto se encuentra en eucarióticos fotosintéticos. Tanto el mitocondria como el cloroplasto contienen pequeñas moléculas circulares de ADN, similares a las encontradas en organismos procarióticos, ribosomas y otros componentes relacionados a la síntesis de proteínas, lo cual sugiere que ellos puedan haber evolucionado de células procarióticas simbióticas.

Algunas células eucarióticas contienen cuerpos de Golgi, membranas apiladas que funcionan en la secreción. Este aparato puede empaquetar

y transportar material sintetizado por la célula, de un área de la célula a otra o al exterior de esta.

En los organismos eucarióticos se encuentran vacuolas de diferentes tipos y pueden contener alimento, agua o desechos. Todos estos organelos están contenidos en el citoplasma, un material semilíquido claro que contiene en solución acuosa o en suspensión todas las moléculas sintetizadas y utilizadas por la célula: enzimas solubles, vitaminas, aminoácidos, carbohidratos pequeños, lípidos, nucleótidos, coenzimas, productos metabólicos y sintéticos intermedios.

Alrededor del citoplasma se encuentra la membrana citoplásmica, siendo su función principal la regulación del paso de las moléculas hacia dentro o fuera de la célula. Esta membrana forma una frontera efectiva entre el organismo y su medio ambiente.

El flagelo es el órgano de locomoción de los microorganismos eucarióticos, excepto en un grupo de protozoarios que poseen cilios.

Microorganismos Eucarióticos.

Hongos.

Los hongos son en general el grupo estructural más uniforme de los eucarióticos. Los hongos son considerados como organismos protistas multicelulares, heterótrofos y por lo tanto no fotosintéticos, obligados a utilizar la materia orgánica como fuente de energía y carbón.

Los hongos son clasificados usualmente por su modo de reproducción que puede ser sexual, asexual, por fisión, por embrión y por esporas. Su forma predominante de crecimiento es filamentosa. Los filamentos individuales son llamados hifa (hyphae), las cuales son largas ramas de estructura tubular que se elongan en la punta. Una hifa puede no tener pared transversal o puede dividirse en intervalos irregulares por paredes transversales que tienen poros a través de los cuales el citoplasma y el núcleo pueden moverse. El citoplasma es continuo a través de la masa del hifa, la cual se llama micelio.

La mayoría de los hongos son aerobios y tienen la habilidad de crecer bajo condiciones de baja humedad y pueden tolerar un medio ambiente con un pH relativamente bajo. El pH óptimo para la mayoría de las especies es alrededor de 5.6, siendo el rango de supervivencia entre 2 y 9. Los hongos tienen también un bajo requerimiento de nitrógeno, aproximadamente la mitad del requerido por las bacterias. La habilidad de los hongos de sobrevivir bajo condiciones de pH bajos y limitación de nitrógeno, hace que ellos sean importantes en el tratamiento biológico de algunos desechos industriales y en el composteo de sólidos orgánicos.

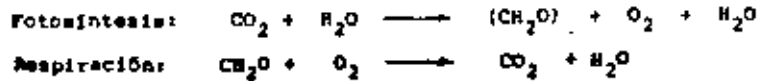
Los hongos contienen de 75 a 80 por ciento de agua; la fracción orgánica da una fórmula empírica de  $C_{10}H_{17}O_6N$ .

Algas

Las algas son organismos unicelulares o multicelulares autótrofos que realizan una verdadera fotosíntesis. Las algas unicelulares se mueven por medio de flagelos y en algunas formas con caparazón duro externo, por extrusión de una porción de su célula a través de una ranura en el caparazón, permitiendo el tipo de movimiento amebo. Otras especies unicelulares son inmóviles. Algunas especies tienen la capacidad de adherirse o llenar sus vacuolas de burbujas de gases que les permiten un movimiento ascendente.

La presencia de pigmentos fotosintéticos hace que las algas sean fácilmente identificables bajo el microscopio. Su identificación y clasificación se basa en sus propiedades físicas.

Las algas tienen la habilidad de producir oxígeno a través del mecanismo de la fotosíntesis. En la noche, cuando no hay luz, ellas utilizan el oxígeno disuelto para la respiración. La respiración también ocurre en presencia de luz solar y la reacción neta es la producción de oxígeno. Las siguientes ecuaciones representan reacciones bioquímicas simplificadas para la fotosíntesis y la respiración:



Se puede observar, que en un medio ambiente acuático, este sistema metabólico producirá una variación horaria de la concentración de oxígeno disuelto. Para que los sistemas ecológicos en las lagunas de estabilización aerobias o facultativas operen eficientemente, es indispensable la producción de oxígeno por parte de las algas que será consumido por las bacterias heterótrofas en la estabilización de la materia orgánica.

Debido a que las algas utilizan dióxido de carbono en la actividad fotosintética, el valor del pH varía durante el día. Durante el período luminoso el pH se incrementa para luego descender durante la noche cuando tanto las algas como las bacterias utilizan oxígeno y producen CO<sub>2</sub>.

Protozoarios

Los organismos protozoarios son animales microscópicos unicelulares móviles. La mayoría de los protozoarios son heterótrofos aerobios, aunque existen algunos anaerobios. La célula individual de los protozoarios es frecuentemente una estructura compleja altamente organizada. Algunos pasan por ciclos de vida complejos; estos ciclos, especialmente en los protozoos parásitos, pueden incluir algunos cambios en su forma y estructura. Los ciclos de vida y medios de locomoción forman la base para la clasificación de los grupos de protozoos. Los medios de locomoción más comunes incluyen los flagelos, los cilios y los pseudópodos.

Los protozoarios son generalmente en orden de magnitud, más grandes que las bacterias y por lo tanto consumen bacterias como sustrato. En efecto, estos organismos actúan como pulidores de los efluentes de los tratamientos biológicos de aguas residuales al consumir las bacterias y la materia orgánica suspendida.

Algunos de estos organismos pueden cambiar de modo de vida de quimi-co-heterótrofo a foto-autótrofo; o sea, que poseen cloroplastos como las algas y pueden utilizar la luz como fuente de energía realizando fotosíntesis mientras simultáneamente se comportan como protozoos osmótrofos o fagotróficos, utilizando material orgánico soluble o en suspensión.

Los protozoarios son usualmente divididos en los siguientes cinco grupos (figura 3):

a) Sarcodina (amoeba).- Se distingue por su protoplasma fluido contenido por una membrana flexible lo que le permite formar su pseudópodo que utiliza para moverse y para capturar su alimento. La Entamoeba histolytica es un ejemplo clásico de este grupo.

b) Mastigóforos (flagelados).- Estos organismos tienen una pared celular definida y se mueven por medio de uno o dos flagelos, los cuales son órganos en forma de látigo largo, los cuales le dan a la célula un movimiento irregular. Los mastigóforos se dividen en dos subgrupos: los fitomastigóforos y los zoomastigóforos. Los primeros utilizan la materia orgánica en forma soluble, mientras que los segundos se alimentan de partículas.

Los protozoarios flagelados incluyen un grupo de organismos que son claramente protozoarios, y otros, como la Euglena, que comparten características con las algas y pueden clasificarse de las dos maneras.

c) Esporozoa.- Son organismos parásitos caracterizados por la formación de esporas como un estado de su ciclo de vida. El plasmodium vivax, es quizá el más representativo de este grupo.

d) Ciliados.- Son los protozoos más importantes en los sistemas de tratamiento y autopurificación de corrientes. Se mueven con la ayuda de pequeños cilios que son extensiones de su membrana celular. Los ciliados se dividen en dos grupos, los anclados y los nadadores libres. Los nadadores libres se mueven rápidamente a través del líquido metabolizando la materia orgánica sólida tan rápido como pueden. Debido a su rápido movimiento, consumen gran cantidad de energía y es la causa de su gran apetito. El paramecium es un ejemplo típico de este género.

Los ciliados anclados están unidos a flóculos por medio de un tallo. Estos capturan su alimento cuando pasa por el sitio donde se encuentran anclados y como su movimiento es limitado, requieren menos energía y por lo tanto menos alimento.

Si la partícula a la cual se encuentran unidos es pequeña, la ec-

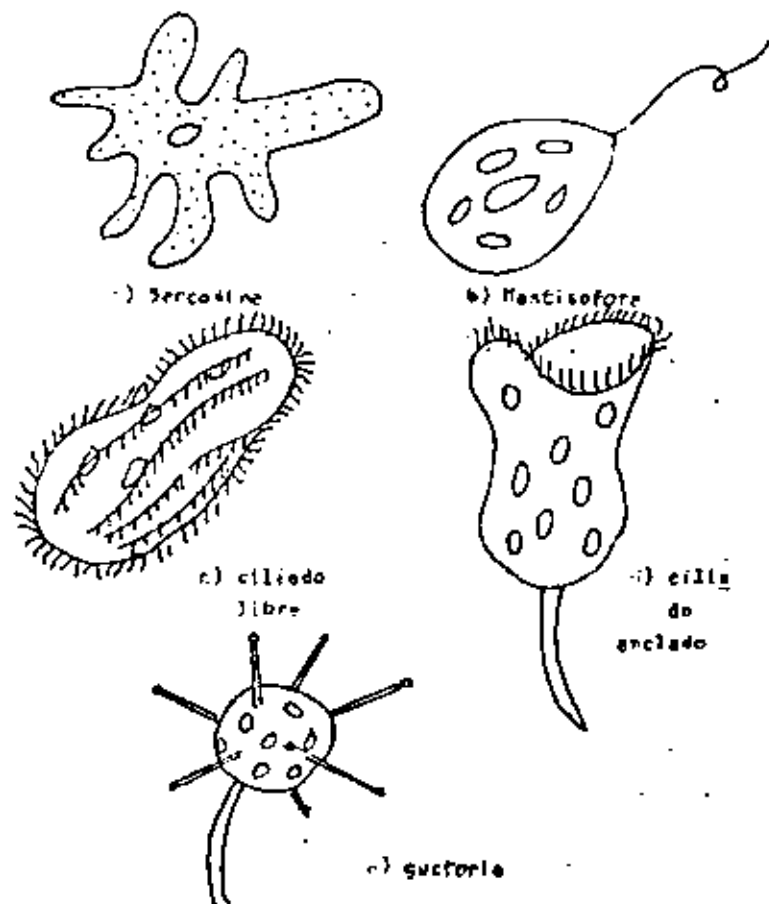


FIGURA 3.- Protozoarios de Importancia en Tratamiento de Resechos Líquidos.

ción de los cilios es suficiente para impulsar al ciliado anclado a través del líquido.

La Vorticella es un ciliado anclado y es muy importante en los sistemas de tratamiento biológico.

e) Suctorio.- Estos organismos tienen dos fases en su ciclo de vida una como ciliado libre y la segunda en su estado adulto anclado. En la última se identifica por la presencia de tentáculos rígidos por medio de los cuales atrapa su alimento y lo lleva al interior de la célula.

#### Estructura y función de los procariontes.

Los componentes esenciales de una célula procarionte típica son: la pared celular, membrana citoplásmica, la molécula de ADN, ribosomas, el citoplasma y otros componentes que no son indispensables.

Las células procariontes se dividen en dos grandes grupos, las gram-positivo y las gram-negativo.

La pared celular es una membrana semirígida de aproximadamente 100 nm de espesor. Su función es prevenir el rompimiento de la célula bajo una presión diferencial osmótica, asimismo, confiere a la célula su forma característica.

Otra característica de las células procariontes es la presencia de una capa de peptidoglican (mucopéptido), que forma la capa rígida de la célula.

La membrana citoplásmica de la célula procarionte es idéntica en estructura a la célula eucariótica, una capa fosfolípida que representa el 40 por ciento en peso de la membrana, el resto está compuesto por proteínas. La variedad de proteínas asociadas con la membrana es mucho mayor que en la célula eucariótica, debido a que la membrana de la procarionte ejecuta algunas funciones que llevan a cabo organelos en la eucariótica. La membrana controla la permeabilidad y contiene proteínas específicas para transportar iones y moléculas a través de ella. La membrana contiene proteínas y además enzimas que catalizan algunas de las reacciones bioquímicas. En la membrana se realiza el metabolismo.

La organización de la actividad celular es controlada por el aparato nuclear, el cual contiene ADN, la doble molécula helicoidal que es responsable de la actividad genética de la especie.

Los ribosomas de la célula procariontica son el sitio donde se realiza la síntesis de las proteínas.

La habilidad para moverse o nadar se debe a la contracción del flagelo, el cual es un apéndice en forma de pelo de aproximadamente 20  $\mu$ m de diámetro. Una célula puede tener uno o varios flagelos. Fotografías con ayuda del microscopio electrónico muestran que los flagelos tienen su origen en el interior de la célula y tienen una estructura definida.

Los fiambres son pequeños apéndices sin relación con la movilidad. Su función no es muy clara pero puede ser que permitan adherirse a células similares o a superficies de materiales inertes.

Cuando algunos de los nutrientes biológicos se encuentran en exceso, éstos pueden ser almacenados como inclusión en gránulos dentro del citoplasma. De esta manera se pueden almacenar almidón, glicógeno, fósforo inorgánico (volutina) y azufre elemental. El carbón puede ser almacenado como ácido  $\beta$ -hidroxibutírico. Estas reservas son utilizadas durante la respiración endógena.

Algunas bacterias están rodeadas por una capa excretada de polímeros orgánicos que son insolubles en agua. Cuando se localizan alrededor de la célula forman una cápsula, y, cuando se encuentran difusas, una capa de limo.

Cuando el medio llega a ser desfavorable, algunas bacterias forman dentro de ellas una nueva clase de célula llamada endospora la cual difiere en estructura y función de la célula original. Los propósitos de esta endospora son de supervivencia y no de reproducción. Cuando el medio ambiente llega a ser favorable otra vez, la endospora germina para formar una célula de tipo normal. La endospora es extraordinariamente resistente al calor y desecación y puede sobrevivir varios años a temperatura ordinaria. Con una sola excepción, todas las bacterias que forman endosporas son del tipo barra (bacilo).

### Microorganismos procarionticos.

Los microorganismos procarionticos se dividen en dos grupos, las cianobacteria o bacteria azul-verde que se consideraba algo hasta hace poco, y el otro grupo, que incluye a todos los organismos que tradicionalmente se han considerado bacterias.

#### Bacterias azul-verde

La bacteria azul-verde es una célula procariontica sin núcleo, mitocondria, cloroplasto y otros organelos típicos de las células eucarióticas; tienen una capa de peptoglican en la pared celular y su metabolismo es muy similar al de las algas y plantas fotosintéticas, producen oxígeno.

La bacteria azul-verde deriva su color de los pigmentos asociados con la fotosíntesis y aunque la mayoría son azul-verde, algunas con tienen pigmentos rojos que imparten un color rojizo o naranja a las células. La bacteria azul-verde puede estar como célula individual con filamentos y con o sin ramificaciones; no tienen flagelos y las especies móviles se mueven por deslizamiento sobre superficies sólidas. Vacuolas de gas son comunes en estos organismos.

#### Bacterias

Los microorganismos clasificados como bacterias son muy similares en tamaño y forma a las bacterias azul-verde. Ellas no son fotosintéticas y se ha llegado a suponer que descendían de las bacterias azul-verde después de haber perdido su capacidad de producir clorofila. De cualquier manera, estas bacterias son organismos unicelulares de mucho mas simple morfología que la mayoría de las azul-verde.

Las bacterias pueden existir en tres formas: a) esféricas (cocos), b) en forma de barra (bacilos) y c) en espiral. Los cocos pueden agruparse en un plano simple formando cadenas, en dos planos formando tetraedros u hojas largas de células, en tres planos formando cubos y en cualquier plano formando nubes irregulares. Las barras pueden agruparse en cadenas, como células individuales y diplos. Las bacterias espirales se encuentran como células individuales o en diplos. Estos arreglos celulares son importantes en la identificación de la



bacteria, ya que son características de género y especie.

El tamaño representativo para estos organismos es de 0.5 a 1 micra de diámetro para las esféricas; de 0.5 a 1 micra de ancho por 1.5 a 3 micras de longitud para las barras y de 0.5 a 5 micras de ancho por 6 a 15 micras de longitud para las espirales.

Las bacterias contienen cerca del 80 por ciento de agua y 20 por ciento de materia seca la cual es 90 por ciento material orgánico y 10 por ciento material inorgánico. Una fórmula aproximada de la fracción orgánica es  $C_5H_7O_2N$ . Como se indica en la fórmula, cerca del 51 por ciento en peso de la fracción orgánica es carbón. Las fórmulas  $C_{25}H_{35}O_{10}N_5P$  hasta  $C_{60}H_{87}O_{23}N_{12}P$  han sido propuestas cuando se considera el fósforo.

Los compuestos que comprende la fracción inorgánica incluyen  $P_2O_5$  (50 por ciento);  $SO_3$  (15 por ciento);  $Na_2O$  (11 por ciento);  $CaO$  (9 por ciento);  $MgO$  (8 por ciento);  $K_2O$  (6 por ciento) y  $Fe_2O_3$  (1 por ciento). Todos estos elementos y compuestos deben ser obtenidos del medio ambiente, una escasez de cualquiera de estas sustancias sería limitante y alterarían el crecimiento.

La temperatura y el pH juegan un papel muy importante en la vida y muerte de las bacterias. Así como con otras plantas y animales, se ha observado que la actividad de las bacterias se incrementa al aumentar la temperatura. De acuerdo con el rango de temperatura en el cual funcionan adecuadamente, las bacterias se pueden clasificar en criofílicas (-2 a 30 °C); mesofílicas (20 a 45 °C) y termofílicas (45 a 70 °C).

El pH es también un factor limitante del crecimiento de las bacterias, el pH óptimo para el desarrollo de estos organismos es entre 6.5 y 7.5.

De acuerdo con su fuente de carbón las bacterias se clasifican en autótrofas si obtienen el carbón del  $CO_2$  y heterótrofas si el carbón proviene de la materia orgánica. Las bacterias que obtienen su energía a partir de la luz se denominan fotosintéticas y las que obtienen su energía de la oxidación y reducción inorgánica se denominan quimosintéticas.

Las bacterias se pueden clasificar asimismo como aerobias, anaerobias o facultativas de acuerdo con su dependencia de oxígeno disuelto.

#### Otros organismos.

##### Rotíferos

Los rotíferos son animales aerobios heterótrofos multicelulares. Su nombre se deriva del hecho de tener cilios en la cabera los cuales al moverse dan la impresión de un movimiento de rotación. Este movimiento de los cilios es utilizado para captura de alimento y para movilidad.

Estos organismos son muy eficientes en el consumo de bacterias dispersas y floculadas y partículas pequeñas de materia orgánica. Su presencia en el efluente de procesos de tratamiento indica una eficiente estabilización de la materia orgánica, ya que solo puede habitar en ambientes con bajos niveles de energía.

##### Crustáceos

Los crustáceos son animales multicelulares estrictamente aerobios y heterótrofos. La característica primordial de estos organismos es que poseen un caparazón duro que protege a sus órganos vitales. Estos organismos se alimentan primordialmente de algas y se utilizan comúnmente en lagunas de pulimento. Los crustáceos son utilizados como alimento por los peces cerrando el ciclo biológico hacia el alimento del hombre.

Su presencia en efluentes de tratamiento indica un bajo contenido de materia orgánica y alto contenido de oxígeno disuelto.

##### Gusanos y larvas

Estos animales multicelulares son habitantes comunes en los lodos y limos biológicos, encontrándose nemátodos en los lodos activados y en los filtros rociadores. Tienen requerimientos aerobios definidos y pueden metabolizar materia orgánica que no es fácilmente degradable por otros microorganismos. Los nemátodos comunes se utilizan en estudios de contaminación de corrientes como indicadores de la con-

terminación. Estos dos organismos son el gusano tubífico y las larvas de mosca. Ambos son rojos y pueden confundirse fácilmente. El gusano no se encuentra normalmente en corrientes muy contaminadas, mientras que las larvas se encuentran después de la zona de descomposición cuando la corriente comienza a recuperarse.

#### Virus

Los virus constituyen la estructura biológica más pequeña conteniendo toda la información necesaria para su reproducción. Los virus son tan pequeños que solo pueden ser observados con ayuda del microscopio electrónico. Ellos son parásitos y como tales requieren de un huésped para vivir; una vez que lo tienen, ellos reanidan su compleja maquinaria para producir nuevos virus.

### 3.- ENZIMAS

El proceso por el cual los microorganismos crecen y obtienen energía es complejo e intrincado, ya que existen diversas trayectorias y ciclos a través de los cuales deberán metabolizar los diversos tipos de sustrato. Por esta razón, los microorganismos deben de llevar a cabo muchas reacciones químicas diferentes, las cuales son promovidas por catalizadores orgánicos denominados enzimas. El propósito de las enzimas es el de acelerar la hidrólisis de compuestos orgánicos complejos y la oxidación de compuestos simples.

Las enzimas son proteínas o combinación de proteínas con moléculas inorgánicas o con moléculas orgánicas de bajo peso molecular, en las cuales se pueden identificar tres componentes: a) apoenzima, b) coenzima y c) activador metálico. La apoenzima determina donde ocurrirá la reacción química que se debe llevar a cabo y es una proteína de estructura química definida. De hecho, cada enzima posee una coenzima diferente. La apoenzima es la responsable por la estricta especificidad de las reacciones enzimáticas. La especificidad de la apoenzima está determinada por el arreglo de los aminoácidos que forman la proteína y la estructura química del compuesto que reacciona. La coenzima es una parte separada de la enzima que determina que reacción química se desarrollará. Esta es la porción reactiva de la enzima y al igual que la apoenzima, posee una estructura química de

definida. A diferencia de las apoenzimas, la estructura química de muchas coenzimas es bien conocida. La coenzima Difosfopiridina nucleotido (DPN) es responsable por la transferencia de hidrógeno; la adenosin trifosfonucleotido (ATP) es importante en las reacciones de transferencia de energía y la coenzima A (CoA) es la llave de la fraccionación molecular. La coenzima no es altamente específica en sus reacciones y la misma coenzima puede conjuntarse con diferentes apoenzimas para producir la misma reacción química en diferentes compuestos. Los activadores metálicos son cationes metálicos como el potasio, calcio, magnesio, etc. que dirigen el acoplamiento de la enzima con el sustrato.

Hay dos tipos de enzimas, las extracelulares y las intracelulares. Cuando el sustrato o nutriente requerido por la célula es incapaz de penetrar la pared celular, la enzima extracelular convierte el nutriente a una forma que permita su transporte hacia dentro de la célula. Por esta razón, estas enzimas deben localizarse en la superficie de la célula. Las enzimas intracelulares se localizan dentro de la célula e incluyen a las enzimas oxidativas. Debido a que las reacciones de oxidación proveen de energía a la célula, es importante conceptualizar que dichas reacciones se deben realizar en el interior de la célula.

La reacción enzimática básica puede ser representada como sigue:



Nota que la enzima es regenerada mientras que el sustrato es transformado a producto final. Esta es una cualidad esencial de las enzimas, ya que si no fuera posible su regeneración, los microorganismos canalizarían todo su esfuerzo a la producción de enzimas. La reacción enzimática representada es obviamente una enorme simplificación del complejo proceso que se desarrolla y en el que intervienen diversos productos intermedios y enzimas que se regeneran mediante diversos procesos.

Las actividad de las enzimas es sustancialmente afectada por condiciones ambientales, principalmente temperatura y pH. De hecho el efecto de estos factores sobre las células biológicas es muchas veces a través de la destrucción de las enzimas, lo que bloquea los sistemas metabólicos de los microorganismos.

4.- ENERGIA

Conjuntamente con las enzimas, los microorganismos requieren energía para llevar a cabo las reacciones bioquímicas dentro de las células. El crecimiento y supervivencia de los microorganismos depende de su habilidad para obtener energía del sistema. La energía es necesaria para la producción de nuevo protoplasma, para movilidad y para mantenerse vivos. Los microorganismos obtienen la energía del metabolismo de compuestos orgánicos e inorgánicos. Uno de los problemas más difíciles en fisiología microbiana ha sido el determinar la producción de energía de los microbios mediante el metabolismo. Se han realizado esfuerzos para utilizar los conceptos básicos de termodinámica para explicar u cuantificar el proceso pero no se han obtenido resultados satisfactorios. En termodinámica, la oxidación de compuestos orgánicos e inorgánicos produce energía calorífica, pero esta no puede ser utilizada directamente por los microorganismos por lo que estos son obligados a evitar la pérdida de esta energía. Esto se logra mediante reacciones químicas en donde la energía desprendida por un compuesto es almacenada en otro con pérdida mínima de energía calorífica. El esquema biológico comúnmente aceptado en el intercambio de energía involucra el uso de un sistema de enzimas fosfatadas. Las coenzimas adenosina difosfato (ADP) y adenosina trifosfato (ATP) son compuestos de alta energía debido a que ellas contienen ligas de fosfato de alta energía. A medida que la reacción química produce energía, fosfato inorgánico es adicionado al ADP para formar ATP. De esta forma la energía es almacenada en el ATP en lugar de perderse como calor. Cuando los microorganismos requieren la energía, el ATP se reduce de vuelta a ADP transfiriendo la energía a

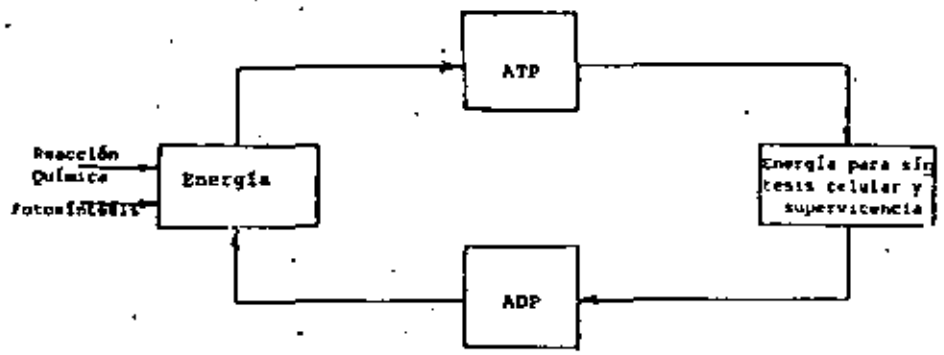


FIGURA 4.- Representación Esquemática del Sistema de Transferencia de Energía Celular de ADP-ATP.

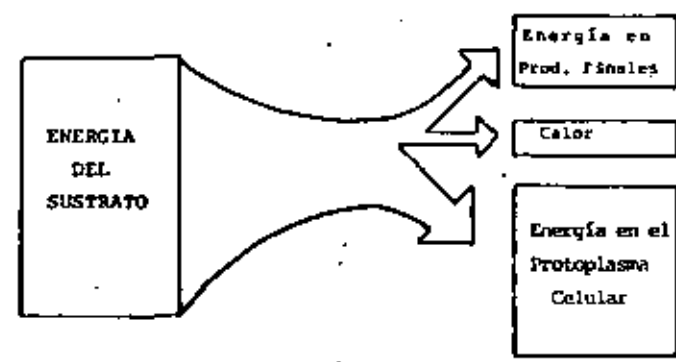
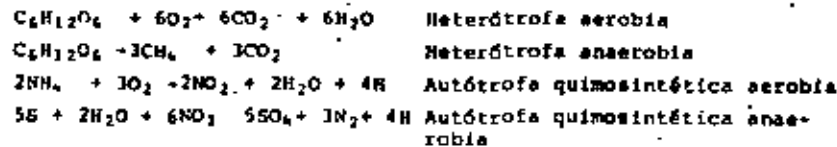


FIGURA 5.- Cambios Energéticos Durante el Metabolismo.

a la reacción química que la requiere. En la fig 1 se representa esquemáticamente este proceso. El resultado neto del proceso energético se muestra en la fig 5; el nivel energético de la materia orgánica utilizada como sustrato decrece, mientras que el del material celular se incrementa. En forma empírica se ha establecido que aproximadamente, bajo condiciones aeróbicas, el 67% de la energía del sustrato permanece en el sistema en forma de protoplasma biológico, correspondiendo el resto a la energía en los productos finales de desecho y una pequeña pérdida en forma de calor.

Ejemplos de reacciones bioquímicas exotérmicas (producen calor) para bacterias autótrofas y heterótrofas se presentan a continuación:



Aunque la energía generada es utilizada para cargar moléculas de ADP, el proceso involucra muchas etapas, todas las cuales son catalizadas por enzimas. Las reacciones metabólicas, muy complejas en su naturaleza, pueden ser consideradas como formadas por dos reacciones bioquímicas: la de energía y la de síntesis. En la primera reacción se genera la energía que es requerida para llevar a cabo la síntesis del protoplasma celular. Una representación esquemática del metabolismo celular o bacteriológico se muestra en las figs 6 y 8. Esos diagramas se refieren al metabolismo de los organismos aeróbicos, anaeróbicos o facultativos.

Se puede observar en la fig 6 que para bacterias heterótrofas sólo una parte de los desechos orgánicos son transformados a productos finales. La energía que se obtiene de esta reacción bioquímica se utiliza en la síntesis de la materia orgánica remanente a nuevas células biológicas. A medida que la materia orgánica empieza a ser limitante, se tendrá un decremento en la masa celular, debido a la utilización del material celular sin remplazarlo. Si

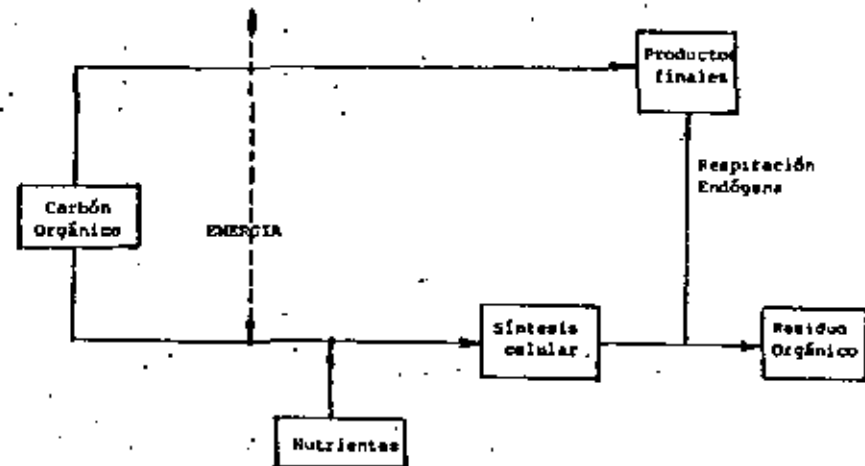


FIGURA 6.- Representación Esquemática del Metabolismo Bacteriano Heterótrofo.

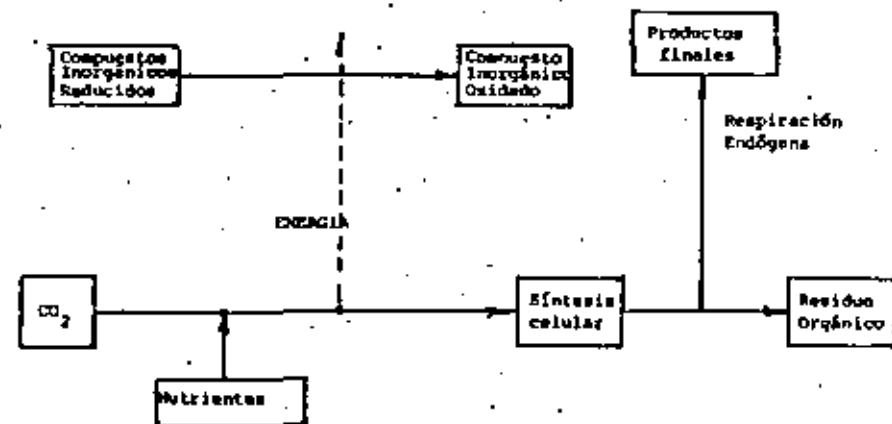


FIGURA 7.- Representación Esquemática del Metabolismo Bacteriano Autótrofo Quimosintético.

esta condición prevalece, eventualmente todo lo que quede de las células será residuo orgánico estable. A este proceso completo de la reducción neta en masa celular, se le llama respiración endógena.

Cuando un organismo autótrofo sintetiza nuevo material celular, la fuente de carbón es el bióxido de carbono. La fuente de energía para esta síntesis celular es la luz o la energía producida en una reacción de óxido-reducción inorgánica. El flujo de carbón y energía para las bacterias autótrofas quimosintéticas y fotosintéticas, se muestra en las figs 7 y 8 respectivamente.

#### 5.- CRECIMIENTO

El crecimiento de los microorganismos sigue una tendencia definida que ha sido estudiada más extensivamente relacionada con bacterias y protozoarios, los cuales se multiplican por fisión binaria. La fisión binaria resulta en que cada célula se divide en dos nuevas células de igual capacidad para metabolización. El resultado es un crecimiento en pares. Aunque la tendencia de crecimiento basada en número de organismos activos ha sido estudiada principalmente por microbiólogos, el ingeniero ambiental ha desarrollado mayor interés en la tendencia basada en masa de organismos.

Número de microorganismos.- Si una población muy pequeña de microorganismos se inocula en un medio de cultivo bacteriológico, la curva de crecimiento basada en número de microorganismos vivos será como la que se muestra en la fig 9. Esta curva de crecimiento es normalmente dividida en siete fases.

La fase inicial se denomina de acondicionamiento. Durante esta fase, los organismos se ajustan al medio y el número no aumenta considerablemente. La segunda fase es la logarítmica, en donde el crecimiento está restringido exclusivamente por la habilidad de los microorganismos en procesar el sustrato. La tercera fase se denomina decrecimiento del crecimiento, y corresponde a la fase

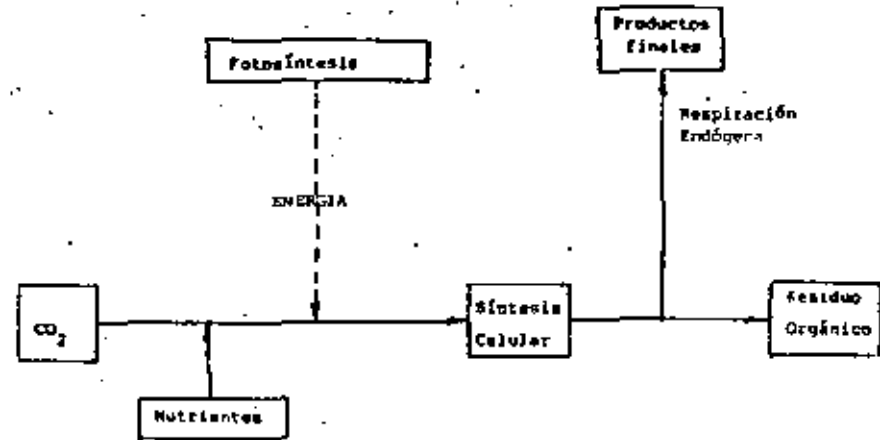


FIGURA 8.- Representación Esquemática del Metabolismo Bacteriano Autótrofo Fotosintético.

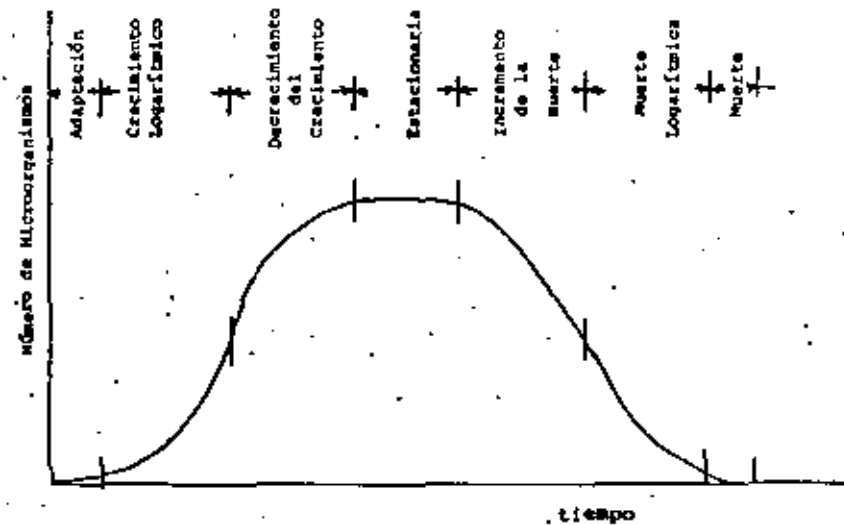


FIGURA 9.- Curva de Crecimiento Basada en Número de Microorganismos.

en que la concentración de sustrato es la limitante del crecimiento. En esta fase sólo podrán reproducirse los microorganismos que puedan entrar en contacto con el sustrato remanente. Los demás microorganismos empezarán a procesar sus reservas almacenadas dentro de la célula. La siguiente fase es la estacionaria en donde la muerte de los microbios iguala a los nuevos que se forman conservándose el mismo número de organismos activos. Al abastirse totalmente el sustrato, los microorganismos ya no pueden crecer y se inicia la fase de incremento de muertes. Los microorganismos sólo tienen sus reservas de comida para mantenerse vivos. Al reducirse las reservas alimenticias del protoplasma, los microorganismos entran a la fase de muerte logarítmica en donde la tasa de mortandad es función de la población viva. Finalmente viene la muerte total completando el ciclo de crecimiento.

Masa de microorganismos.- La curva de crecimiento basada en masa de microorganismos se presenta en la fig 10, en esta curva se observan tres fases. El crecimiento logarítmico se inicia tan pronto como los organismos entran en contacto con el sustrato. La masa celular se incrementa antes de que se tenga la fisión binaria, por lo tanto, la fase de crecimiento logarítmico, basada en masa, cubre la fase de adaptación y la de crecimiento logarítmico de la curva basada en número de microorganismos. A esta fase sigue la de decrecimiento del crecimiento para culminar con la respiración endógena.

Fase logarítmica de crecimiento.- En esta fase siempre existe exceso de comida alrededor de los microorganismos y la tasa de metabolismo y crecimiento está limitada sólo por la habilidad de los microbios para procesar el sustrato. Al final de la fase de crecimiento logarítmico, los microorganismos se encuentran creciendo a su máxima tasa y, por lo tanto, la remoción del sustrato se encuentra también en su máxima rapidez.

Obviamente, la fase logarítmica ha sido por largo tiempo un tema de interés para los ingenieros ambientales, ya que se trata de

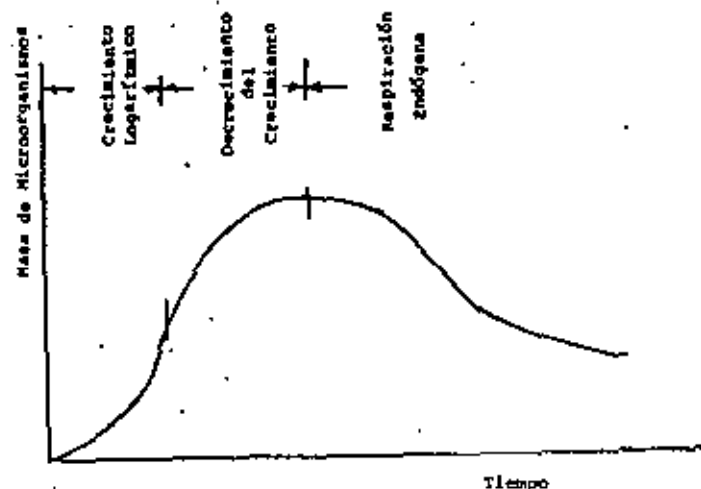


FIGURA 10.- Curva de Crecimiento Basada en Masa de Microorganismos.

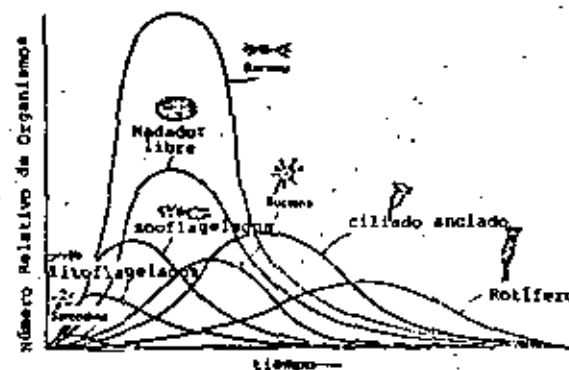


FIGURA 11.- Crecimiento Relativo de Microorganismos en la Estabilización de los Desechos Líquidos.

aprovechar la máxima tasa de estabilización de la materia orgánica. Sin embargo, la utilización de la fase logarítmica en el tratamiento de desechos es muy limitada debido a que la concentración de materia orgánica que rodea a los microorganismos debe ser alta para mantener el crecimiento logarítmico. Esto significa que es imposible producir un efluente estable en cuanto los microbios se encuentren en la fase de crecimiento logarítmico.

Fase de decrecimiento del crecimiento.- La limitación del sustrato hace que la tasa de crecimiento disminuya durante esta fase. A medida que los microorganismos reducen la concentración de comida, la tasa de crecimiento disminuye cada vez más. Esta fase de crecimiento biológico es la más comúnmente utilizada en sistemas de tratamiento.

Fase de respiración endógena.- Cuando el crecimiento cesa, la concentración de comida se encuentra en su mínimo. La poca cantidad de materia orgánica todavía en el sistema, se encuentra en equilibrio con los microorganismos. A medida que los microbios requieren más comida se ven forzados a metabolizar su propio protoplasma al mismo tiempo que también lentamente disminuye la concentración de comida en solución. La relación de masa de microorganismos a concentración de comida permanece constante durante la fase endógena. A medida que la masa de organismos decrece, la tasa de metabolismo también se reduce. En algunos procesos con tiempos de retención celular altos, se pretende utilizar la fase de respiración endógena para la estabilización completa de los desechos orgánicos.

## 6. DINAMICA DE POBLACION

En la naturaleza los microorganismos no existen en cultivos puros. Cada organismo debe competir con su vecino para poder sobrevivir y el modelo de competencia y supervivencia en mezclas de microorganismos se establece dentro de ciertos límites. Estas poblaciones mezcladas de microorganismos son las que forman los sistemas biológicos de tratamiento y como tales es conveniente que los encargados del diseño y operación de los sistemas comprendan y uti-

cen la información referente a la dinámica de población de estos microorganismos.

### Competencia por la comida.

El factor primordial de la dinámica de población es la competencia por la comida. Para poder crecer, un microorganismo debe ser apto para obtener cierta cantidad de nutrientes del sistema en que se encuentra, por lo tanto, una población de microbios mezclados contiene sólo los organismos que han podido sobrevivir en esta competencia. Existen dos tipos de competencia por la comida, la competencia por la misma comida y el uso de un organismo por otro como comida.

Misma comida.- La competencia más común entre organismos es la competencia por la misma comida. La habilidad de los microorganismos de competir satisfactoriamente por la comida bajo condiciones ambientales fijas está en función de las características metabólicas de los microorganismos. Los microorganismos que pueden procesar la máxima cantidad de comida con la mayor rapidez serán los que predominarán. Si dos especies de bacterias son sembradas en una solución con sustrato que ambas puedan metabolizar, ambas especies crecerán y sobrevivirá la especie que metabolice completamente la materia orgánica.

Relación presa-predador.- El otro tipo de competencia por la comida es el que se da entre plantas y animales. Las plantas utilizan comida en forma soluble mientras que los animales pueden metabolizar comida sólida, por lo tanto, las plantas se convierten la comida de los animales. En un sentido estricto, las plantas y los animales no compiten por la materia orgánica del sistema, pero su supervivencia está relacionada a esta. Las plantas procesan la materia orgánica a nuevas células, las cuales estimulan a los animales. A medida que los animales metabolizan las plantas, estas son capaces de metabolizar a la materia orgánica a un nivel inferior. De esta forma los animales ayudan a ajustar la relación comida-microorganismos al reducir la concentración de microorganismos, lo que estimula una utilización más rápida de la comida.

Cuando toda la materia orgánica ha sido utilizada, la población de las plantas es reducida por los animales, pero pronto esta población disminuye demasiado y los animales empiezan a morir. Las poblaciones tanto de animales como de plantas se reducen en proporción de la comida disponible. En la naturaleza, los animales no pueden comer todas las plantas por lo tanto ambas formas de vida sobreviven mientras exista alguna cantidad de materia orgánica remanente.

La relación entre plantas y animales es el secreto de la eficiencia de las plantas de tratamiento de desechos líquidos, ya que los animales mantienen controlada la excesiva población de bacterias lo que permite la mínima concentración de comida en el sistema y ayuda en la producción de un efluente claro. El tratamiento nunca es completo a menos que exista un balance apropiado entre plantas y animales. Los ríos, que son los sistemas de tratamiento de desechos más ampliamente utilizados, muestran el máximo equilibrio entre plantas y animales.

#### Dinámica de los protozoarios

El predominio de los protozoarios sigue un modelo fijo más fielmente que cualquier otro grupo de microorganismos y debido a lo fácil que es su observación bajo el microscopio, estos organismos son indicadores muy valiosos de todo el ciclo biológico.

Los mastigóforos (flagelados), nunca se encuentran en gran número excepto en aguas recién contaminadas. Los fitoflagelados deben de competir con las bacterias por el sustrato soluble y nunca pueden salir victoriosos de esta competencia. Los zooflagelados son más exitosos que los fitoflagelados ya que utilizan a las bacterias como comida. Pero los zooflagelados no son tan eficientes como los ciliados libres en atrapar a las bacterias y tienen que ceder terreno a los ciliados. Mientras la población de bacterias se mantiene alta, los ciliados libres se encuentran como en un día de campo. Cuando la población de bacterias se reduce, la demanda de energía de los ciliados libres es tan grande que deben de ceder terreno a los ciliados anclados. Los ciliados anclados se

adhieren a partículas sólidas y atrapan su comida por el movimiento rápido de sus cilios. La menor demanda de energía permite que sobrevivan aun cuando las poblaciones de bacterias son muy pequeñas. Eventualmente el sistema llega a ser tan estable que los ciliados anclados no pueden obtener suficiente energía para sobre vivir. Los rotíferos y otros animales mayores son los últimos organismos microscópicos que sobreviven. Estos organismos poseen la facultad de utilizar la fracción no soluble de las bacterias muertas así como otras partículas orgánicas sólidas. El crecimiento relativo de los protozoarios se muestra en la fig. 11.

#### Relación bacteria-alga

Una de las más extrañas relaciones entre organismos vivos es la que se observa entre bacterias y algas. Estos dos microorganismos no compiten entre ellos por la comida, pero su desarrollo depende uno del otro. La bacteria metaboliza la materia orgánica bajo condiciones aeróbicas y produce bióxido de carbono y agua. El alga utiliza el bióxido de carbono y produce oxígeno. La relación bióxido de carbono-oxígeno y la simbiosis bacteria-alga se utiliza en sistemas de tratamiento de desechos líquidos.

Un examen más profundo del fenómeno bioquímico involucrado, indica que la bacteria metaboliza compuestos orgánicos complejos en presencia de oxígeno para producir nuevas células, dióxido de carbono, agua, amoníaco, y otros compuestos inorgánicos. El alga toma el dióxido de carbono, el amoníaco y los otros compuestos inorgánicos y los convierte en nuevas algas. Paralelo a esta transformación el alga produce oxígeno.





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

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

**FILTRACION**

**M. EN I. GASTON MENDOZA GAMEZ**

**OCTUBRE , 1981.**

## FILTRACION

Es la operación unitaria en la que se hace pasar un flujo de agua a través de un medio poroso, removiéndose las partículas en estado de suspensión ó coloidal. El medio poroso puede estar constituido por un lecho simple (arena), lecho doble (arena y antracita), lecho múltiple (arena, antracita y granate), tierra diatomacea, ó otras combinaciones.

Se hace referencia a un filtro por la velocidad de filtración, teniéndose: filtración lenta, y filtración rápida con dos variantes, convencional y alta.

La aplicación del flujo se hace por gravedad, en sentido ascendente ó con doble flujo, gravedad y ascendente, pasando del grano fino al grueso, ó del grueso al fino.

A medida que se va reteniendo la materia en suspensión ó en estado coloidal, el lecho se va tapando, aumentando la resistencia al flujo, por lo que es necesario limpiarlo. Usualmente se hace la limpieza aplicando agua en sentido ascendente, a alta velocidad ó utilizando aire y agua. Después de esto, el filtro está en condiciones de iniciar la operación.

La filtración es básica en el tratamiento de agua para usos municipales, y en la actualidad se ha incorporado ampliamente como tratamiento terciario de aguas negras, tratamiento que es una consecuencia de la sabia política del uso múltiple del agua.

## Conceptos recientes de la filtración.

Históricamente el proceso de la filtración se ha desarrollado como sigue:

- |           |  |
|-----------|--|
| 1829      | Aplicación de la filtración lenta en arena por James Simpson en Inglaterra, como barrera única.                    |
| 1859      | Londres adopta los filtros lentos de arena.  |
| 1893      | Epidemias en Hamburgo, Altona y Wandsbeck dan consistencia a la filtración como medio de tratamiento.              |
| 1897      | G.W. Fuller estandariza la filtración rápida en arena con capacidad demostrada para aplicarlos como única barrera. |
| 1910      | La cloración reemplaza a la filtración como barrera principal contra las enfermedades.                             |
| 1920-1950 | Desarrollo del tratamiento químico con coagulación, floculación, sedimentación.                                    |
| 1950-1970 | Desarrollo de la filtración con diatomáceas y principales modificaciones a los filtros rápidos de arena.           |

Hay dos tendencias opuestas actuales, una es la de eliminar los filtros haciendo los sólidos más sedimentables, y la otra, es la de aplicar cargas mayores a los filtros haciendo los sólidos más filtrables.

El hacer los sólidos más sedimentables prácticamente tiene un límite en aguas de baja turbiedad, siendo en ocasiones necesario filtrar aguas sedimentadas con mayor turbiedad que la de las aguas turbias, además las

aguas superficiales pueden estar contaminadas con quistes de amebas y protozoos que son altamente resistentes a la cloración, por lo que la filtración tiene decisiva participación en el tratamiento. La segunda tendencia parece más lógica y es la que se está llevando a la práctica actualmente con la intención de reducir los costos de inversión inicial de las plantas, reduciendo o eliminando en ciertos casos la floculación y sedimentación y aumentando las tasas de filtración y el volumen de agua filtrada por ciclo.

La filtración rápida convencional utiliza un medio de arena ó antracita, con flujo en la dirección del material fino al grueso, y velocidades entre 120 y 180 m/día. En esta práctica, el agua se acondiciona en el pretratamiento, esto es, coagulación, floculación y sedimentación, para que el filtro realice su función con agua de la mejor calidad posible. El material removido se encuentra entre los 15 cm superiores del lecho, teniéndose un aumento rápido en la pérdida de carga en esa zona, quedando ocioso al resto del espesor.

La aplicación del filtro convencional se ha hecho con base en las teorías físicas que consideran la mayoría de ellas, las características del lecho del filtro (diámetro,  $d_c$ ), el método de operación (tasa de filtración,  $v$ ) y la suspensión a filtrar (temperatura del agua).

Se ha partido de las ecuaciones de Iwasaki (1):

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\lambda C \quad (1)$$

$$v \frac{\partial \sigma}{\partial t} = \frac{v}{(1 - f_\sigma)} \frac{\partial C}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

La ecuación (1) expresa la tasa de remoción de la suspensión como una función de primer orden de la concentración de la suspensión  $C$ . -  $\lambda$  es un coeficiente de proporcionalidad, llamado coeficiente del filtro y que es variable con respecto al tiempo y concentración.

Esta ecuación es evidente para un medio uniforme y una suspensión homogénea.

La ecuación (2) está basada en unbalance de masa y establece que la tasa del material acumulado en el filtro,  $\frac{\partial \sigma}{\partial t}$ , es igual a la tasa de remoción de la suspensión,  $\frac{\partial C}{\partial t}$ , en donde:  $C$  es la concentración de la suspensión, en unidades de volumen,  $\sigma$  es el volumen específico del depósito por unidad de volumen de filtro,  $L$  es el espesor del filtro,  $t$  es el tiempo de filtración,  $v$  es la velocidad superficial de filtración y  $f_\sigma$  es la porosidad del material depositado.

La ecuación (2) considera que la densidad y la porosidad del material depositado no cambia durante el ciclo de filtración, siendo en realidad variables y totalmente inciertos estos parámetros.

Iwasaki propuso una expresión que señala la alteración del coeficiente del filtro por el material depositado.

$$\lambda = \lambda_0 + k\sigma = \frac{k\sigma^2}{f_\sigma - \sigma} \quad (3)$$

$\lambda_0$  y  $f_\sigma$  son los valores iniciales del coeficiente de filtración y la porosidad media respectivamente,  $k$  y  $\beta$  son constantes.

Ives (2) experimentó con esferas de PVC de 1.3 micras pasándolas a través de arenas uniformes de varios tamaños y determinó que el coeficiente  $\lambda$  al inicio de la filtración es inversamente proporcional a  $v$ ,  $d_c$  y  $\mu$ . Siendo los coeficientes dependientes de las características de la suspensión y el lecho no se pueden considerar estas expresiones como un método práctico para evaluar una suspensión y un medio dados sin ensayos exhaustivos de laboratorio.

#### Mecanismos de la Filtración.

La remoción de partículas suspendidas en un lecho filtrante tiene lugar por dos fenómenos separados, distintos y subsecuentes: Transporte y adhesión. Las partículas se mueven a través de distancias más o menos grandes por un proceso físico-hidráulico (transporte) antes de alcanzar la superficie filtrante, y una vez alcanzada deben adherirse con la suficiente energía para resistir la fuerza de corte del líquido en movimiento. La adhesión es un proceso químico influenciado por parámetros físicos y químicos.

Según Yao y O'Melia (3) los mecanismos que afectan el transporte de partículas esféricas son la sedimentación, la intercepción y la difusión, siendo la difusión dominante en el transporte de las partículas más pequeñas, y la sedimentación e intercepción para las más grandes.

En un principio O'Melia y Stumm (4) desarrollaron unas relaciones en que la difusión y la intercepción influyen en la eficiencia y en el coeficiente del

filtro, teniéndose proporcionalidad entre  $\lambda$  y las siguientes características: el diámetro de la partícula, el diámetro del lecho y la velocidad superficial de filtración. Esta proporcionalidad difiere de la establecida por Ives.

La adhesión de una partícula suspendida en la interfase sólido-líquido que presenta el filtro se atribuye a dos fenómenos que tienen interés teórico y significancia práctica y que se aplican en la coagulación de suspensiones, a saber:

- 1) La acción recíproca de las fuerzas electrostáticas y de Van der Waals en la doble capa de los granos del medio.
- 2) La unión química de la partícula y la superficie del medio por medio de un material de enlace.

Este planteamiento señala a la filtración como un caso especial de floculación en que algunas partículas están fijas y otras en suspensión.

En el modelo de la doble capa al iniciarse el ciclo de filtración, la superficie del medio tiene carga negativa y las partículas pueden tener carga negativa si se hace la filtración sin coagulación, ejemplo: filtración lenta; carga positiva, si ha tenido lugar un pretratamiento con coagulación con el resultado de una acción predominante del hidróxido del metal; y carga neutra, cuando la carga de la partícula está en ó cercana al punto isoeléctrico.

En el primer caso, se tiene una acción predominante de las fuerzas electrostáticas sobre las de Van der Waals, pero a pesar de ello hay cierta penetración de la doble capa, debida más que nada a que a valores bajos de pH, algunas arcillas tienen regiones tanto positivas como negativas. En el segundo caso, se han sumado las fuerzas de Van der Waals y las electrostáticas lográndose un rápido transporte y adhesión de las partículas. La filtración es eficiente al inicio, pero dependiendo de la carga positiva de las partículas, tendrá lugar en mayor ó menor grado una acumulación de ellas sobre la superficie, haciéndola positiva, con lo que la eficiencia de remoción disminuye. En el último caso, la doble capa no existe teniéndose una adhesión y una filtración eficientes hasta el momento en que la acumulación de partículas se hace excesiva, incrementándose rápidamente la pérdida de carga.

Se considera que la mejor condición es la de que la partícula tenga una ligera carga negativa como han señalado en sus investigaciones de floculación Langellier, Black y otros.

El modelo de enlace postula la interacción química entre la partícula coagulada y la superficie del medio por intercambio iónico, por unión del hidrógeno ó por la formación de cadenas. Los polielectrolitos catiónicos han demostrado gran capacidad para coagular suspensiones de arcilla y sílice.

El efecto sucesivo del transporte y la adhesión en la filtración comprobado en investigaciones ha llevado a la innovación de usar filtración en sentido del grano grueso al fino, con flujo ascendente ó

descendente a través de medios con densidad en aumento, con lo que se aprovecha casi en su totalidad el espesor del lecho teniéndose una distribución más uniforme del depósito y por tanto un aumento en el tiempo para alcanzar el límite de la pérdida de carga.

La pérdida de carga durante la filtración la ha relacionado Mintz (5) en función del depósito  $Q$ :

$$t_0 \left[ \frac{f_0}{f_0 - \sigma} \right]^3 \times \left[ \frac{1 - f_0}{\sigma + 1 - f_0} \right]^{2.7}$$

El gradiente hidráulico es un mínimo cuando se tiene un depósito uniforme en todo el espesor del filtro.

Un valor del mínimo costo del producto se tiene cuando el tiempo para alcanzar el límite de pérdida de carga ( $t_2$ ) es igual al tiempo en que empieza a pasar turbiedad en el afluente ( $t_1$ ). Mintz establece una correlación empírica, expresando el tiempo en que comienza a pasar turbiedad como:

$$t_1 = k \frac{Q_L \cdot \rho_s}{v \cdot c_0} \left[ 1 - \frac{F(c_0)}{\lambda_0} \right]$$

siendo  $\lambda_0$   $v = 0.7 d_c^{-1.7}$   $Q_L$  es el valor límite del depósito específico,  $F(c_0)$  es un parámetro adimensional relacionado con la turbiedad límite del efluente y  $\rho_s$  es la densidad del depósito.

La relación de  $t_1$  y  $t_2$  se ilustra con la dosificación de un polielectrolito catiónico a una suspensión de arcilla influyente a un lecho con dos medios filtrantes. Con dosis de 0.5 mg/l la suspensión tiene un valor de  $\lambda$

relativamente bajo, una pérdida de carga baja y una turbiedad efluente mayor que la deseada. A una dosis de 0.75 mg/l se mejora la remoción, incrementándose la pérdida de carga rápidamente en el curso de la carrera. Con 1 mg/l es mejor aún el funcionamiento, llegando a ser excesiva la pérdida de carga en 15 horas. Este ejemplo ilustra el hecho de que se debe balancear la operación de un filtro para optimizar los resultados.

Para que el gradiente hidráulico permanezca constante en un medio graduado, el depósito específico  $\nabla$  debe llevar una relación directa con el tamaño del medio, es decir, más depósito en los poros más grandes, manteniendo un gradiente hidráulico constante a través de la profundidad del lecho, la pérdida de carga total se minimiza siendo factibles velocidades de filtración más altas. La remoción de la turbiedad remanente de las capas gruesas se hará en la zona de medio más fino y por tanto más eficiente.

El problema práctico de la filtración se puede plantear considerando las concentraciones de la turbiedad ó color de las aguas crudas. Aguas con turbiedad alta o variable se deben coagular, flocular y sedimentar para reducir la carga de partículas en el influente a los filtros. Aguas con baja turbiedad se pueden filtrar directamente acondicionando previamente la suspensión con un coagulante metálico y/o un polielectrolito. En ambos casos se puede filtrar de un medio grueso a uno fino con altas tasas.

La diversidad de resultados en las experiencias hechas con base a considerar a la filtración como una combinación de transporte y adhesión de las partículas, diversidad debida al empleo de distintas suspensiones y distintos medios, hace surgir la recomendación de que en cada caso particular se obtengan los parámetros de diseño preferentemente a partir de estudios en plantas piloto, aspecto que no se ha desarrollado en nuestro país pero que se considera ya es el momento de iniciarlo.

#### APLICACION EN AGUAS RESIDUALES

El proceso de filtración es una de las alternativas que se consideran en los esquemas de tratamiento de aguas residuales, como paso ulterior de procesos biológicos o fisicoquímicos. Así, si el efluente de un tratamiento secundario biológico tiene una calidad de DBO = 30 ppm y SS = 30 ppm, se puede esperar que con la filtración se produzca agua con 10 y 10 ppm, respectivamente. En esto se entiende que la materia a remover está en suspensión principalmente, ya que en caso de tener un efluente del secundario con una DBO debida a materia en solución principalmente, poco tiene de efectiva la filtración y lo que se tiene que mejorar es la eficiencia del secundario.

En ocasiones se han empleado los datos y experiencia de la filtración para agua potable en el diseño de filtros para tratar aguas residuales, con resultados desastrosos. Es obvio que el análisis debe corresponder a las particularidades que se tienen con las aguas residuales. Por una parte se manejan flujos variables con características de filtrabilidad de sólidos inorgánicos y orgánicos difíciles de predecir.

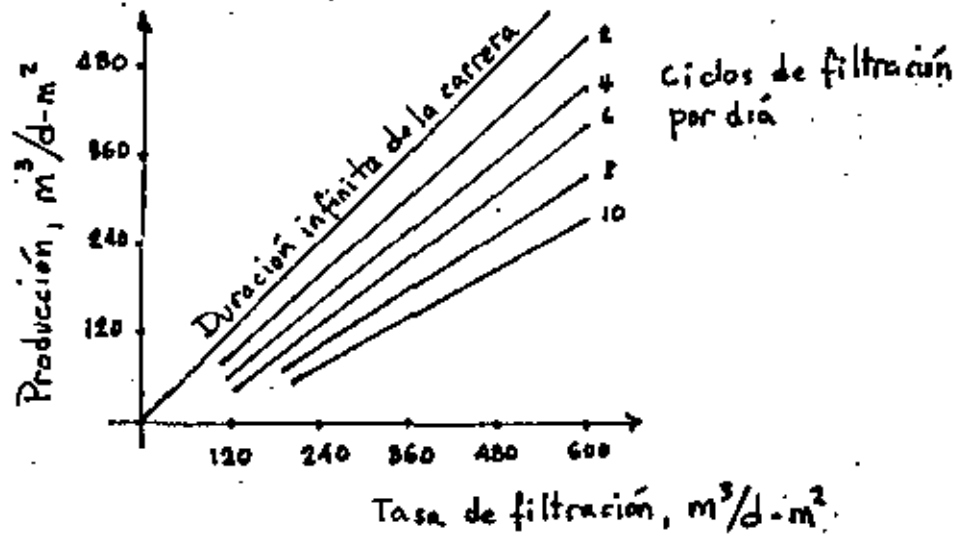
### Análisis para diseño

La filtración se puede aplicar como tratamiento avanzado para:

- Remover flocúlos biológicos residuales de un tratamiento secundario
- Remover precipitados resultantes del tratamiento de fosfatos con sales de aluminio o hierro, o cal
- Remover sólidos remanentes de una coagulación química antes de un paso de adsorción en carbón activado o de intercambio iónico.

### Carrera de filtración:

Los costos de capital de los filtros están en función del área filtrante lo que afecta a su vez la tasa de filtración ( $m^3/dfa \cdot m^2$ ). Con el diseño se debe lograr maximizar la producción neta de agua por unidad de área de filtro manteniendo factible la operación del proceso.



Estas relaciones se establecen para determinada tasa y tiempo de retrolavado del filtro.

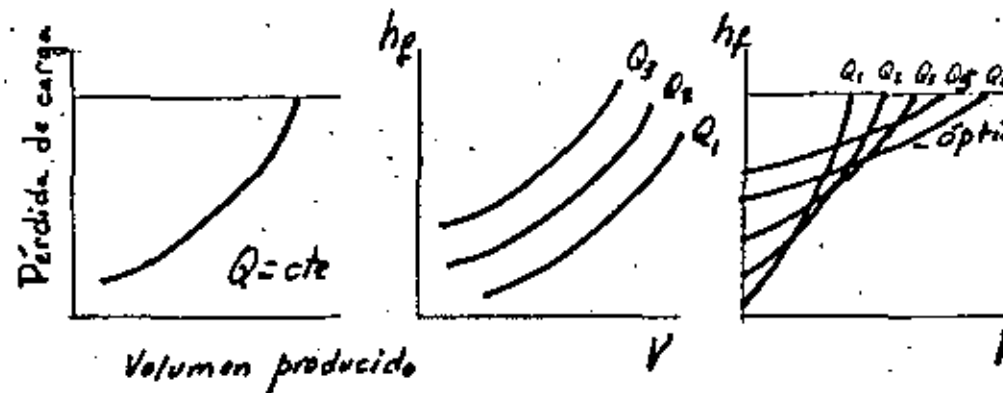
### Configuraciones de filtros.

Se analizaron en la primera parte del tema.

### Pérdida de carga

La retención de los sólidos en suspensión tiene lugar:

- En la superficie del filtro por la granulometría más fina del lecho
- A lo largo del espesor del lecho por los vacíos del medio. A mejor distribución de los sólidos en el espesor del lecho se tiene un mejor aprovechamiento de la carga hidráulica disponible.
- Por una combinación de las dos formas anteriores. Este es el caso de filtración de efluentes de un tratamiento secundario.



### Variables que afectan la operación

- Por las aguas a filtrar:

El tipo, la cantidad y la filtrabilidad de los sólidos

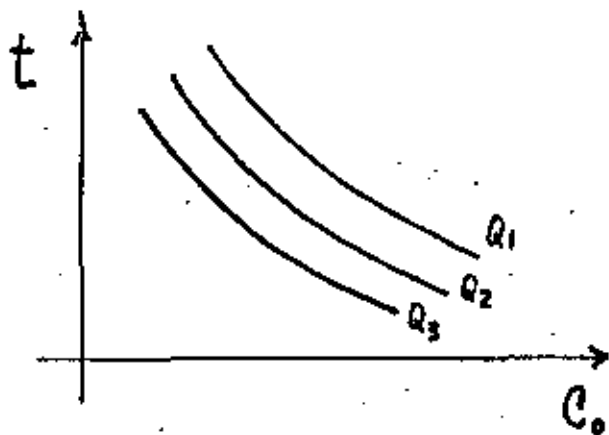
Por el proceso

La tasa de filtración, la carga hidráulica disponible, y el tamaño, espesor y tipo de lecho filtrante.

Con estas variables, a partir de estudios en plantas piloto se puede evaluar la calidad del agua filtrada y la pérdida de carga generada.

La carga de sólidos aplicada y retenida está en función de la concentración influente, la duración de la carrera para una pérdida de carga dada y de la tasa de filtración.

Carga de sólidos =  $C_0 \times t \times Q_f$ , en  $kg/m^2$  por unidad de incremento de pérdida de carga. Para un lecho determinado:



### Optimización

Para una pérdida de carga dada y una calidad efluente establecida se analizan varias combinaciones de tasa de filtración, y tamaño y espesor de lecho.

Si se aplican tasas más altas se requerirán mayores espesores y/o medios más finos para una calidad efluente similar.

Si se seleccionan lechos más gruesos se requerirán mayores espesores y/o tasas de filtración más bajas.

Las alternativas factibles de diseño se comparan en cuanto a costos de capital y de operación. La mejor combinación será la que para una calidad efluente todavía aceptable se haya aprovechado la carga hidráulica total disponible.

En todo esto hay que tomar en cuenta lo analizado en la teoría de la filtración en cuanto a que las suspensiones de las aguas por filtrar no siempre se adaptan a los modelos teóricos del proceso. En ocasiones no siempre es posible compensar las altas tasas de filtración o los tamaños más gruesos del lecho con incrementos en el espesor de éste.

En la filtración directa de efluentes de un proceso secundario una porción de los sólidos suspendidos se remueve con facilidad, independientemente del tamaño y espesor del lecho y/o la tasa de filtración, dentro del ámbito normal de estas variables. Otra porción no se remueve, independientemente de la selección que se haya hecho de estas variables. Esto puede deberse a la distribución bimodal de los tamaños de partículas observada en el efluente del secundario de un



proceso de lodos activados, con un grupo de partículas muy pequeñas (hasta  $10 \mu\text{m}$  con una moda aproximada de  $5 \mu\text{m}$ ) y otro grupo de partículas mas grandes (de 20 a  $160 \mu\text{m}$  con una moda aproximada de  $80 \mu\text{m}$ ).

#### Tasa de filtración y pérdida de carga final

Normalmente la tasa de filtración se define mas por consideraciones de la duración de la carrera que por consideraciones de la calidad del filtrado. Como se dijo, con los modelos del proceso aún no es posible determinar con precisión los valores de estas variables que hagan mas económico el proceso.

La carrera de filtración debe ser de por lo menos 6 a 8 horas para evitar consumos excesivos de agua de lavado y no mayor de 36 a 48 horas para controlar la descomposición anaeróbica en el lecho. La duración se puede establecer a partir de la tasa de filtración o la pérdida de carga final.

Para definir estas variables se toma en cuenta el tamaño de la planta, el capital disponible y el espacio con que se cuenta para este proceso.

Si no se tiene un tanque de igualación se debe considerar la variación en el gasto y la concentración de sólidos del influente.

El análisis se debe basar en pruebas piloto.

#### Lecho filtrante

Como se dijo, la interrelación entre el tamaño de los granos, el espesor del lecho y la tasa de filtración define la calidad del filtrado y la

pérdida de carga, (Tabla 1).

La densidad de los materiales empleados es la siguiente:

Carbón de antracito	
normal	1.35 a 1.75
E. U.	1.60 a 1.75
R. U.	1.35 a 1.45
Arena sílice	
	2.5 a 2.65
Arena granata	
	4.0 a 4.20

Se debe especificar claramente el tamaño efectivo y el coeficiente de uniformidad del lecho. El tamaño efectivo es el tamaño del grano tal que 10 por ciento (por peso) de las partículas son mas pequeñas y 90 por ciento mas grandes. El coeficiente de uniformidad designa la relación del tamaño que tiene 60 por ciento de la muestra mas fina, al tamaño efectivo.

#### Características de lechos múltiples

Lecho	Espesor (cm)	Tamaño efectivo grano (mm)	Coef. de uniformidad (C.U.)
<b>Doble</b>			
Carbón	20-60 (45)	0.8-2 (1.0)	1.3-1.8 (1.5)
Arena	15-50 (25)	0.3-1 (0.5)	1.2-1.65 (1.4)
<b>Triple</b>			
Carbón	20-60 (38)	1-2 (1.4)	1.3-1.8 (1.5)
Arena	20-40 (30)	0.4-1 (0.6)	1.2-1.65 (1.4)
Granata	5-15 (8)	0.2-0.6 (0.3)	

Las características del lecho afectan el régimen de retrolavado. El retrolavado se facilita con C.U. bajos, sobre todo cuando se requiere fluidizar los lechos y reestratificarlos. Con altos C.U. se requiere mayor tasa de retrolavado para fluidizar los granos mas gruesos, aunque el problema se tiene con la posible pérdida de finos lo que hay que controlar.

Los requisitos de lavado se establecen a partir del  $d_{90}$ . La relación  $d_{90}/d_{10}$  para un lecho con C.U. = 1.5 es 2.0 para la distribución de probabilidad logarítmica y 1.83 para la aritmética.

Con lechos dobles, la parte inferior de la arena (tamaño mas fino del 90%) debe tener aproximadamente la misma o menor tasa de flujo requerida para fluidización que la del fondo del lecho de antracita, a fin de asegurar que todo el lecho se expanda a la tasa de retrolavado seleccionada (tabla 2).

Para un lecho de antracita con peso de 1.65 a 1.75  $\text{kg/m}^3$  una relación del tamaño 90% de la antracita al tamaño 10% de la arena (igual aproximadamente a 3) dará como resultado muy poco mezclado en la interfaz. Las relaciones mayores o menores provocarán una mezcla marcada y una interfaz muy definida, respectivamente, lo que hace perder los beneficios de la filtración gruesa a fina.

Lecho simple no estratificado

Se emplea ampliamente en Europa. El lecho permite una mayor retención de sólidos por unidad de pérdida de carga. Las especificaciones del lecho son:

Espesor: 1.2 a 1.5 m

Tamaños: 1.5 a 2.5 mm, 2 a 3 mm y 2 a 4 mm

El lavado del lecho se hace con agua y aire con tasas suficientes para provocar una lenta circulación de la arena sin expansión, disminuyendo la velocidad a) final para expulsar el aire atrapado

Lecho Tamaño (mm)	Espesor (cm)	Lavado simultáneo			Lavado c/agua	
		Aire ( $\text{m}^3/\text{m}^2$ )	Agua ( $\text{l/s-m}^2$ )	Dur. (min)	Tasa ( $\text{l/s-m}^2$ )	Dur. (min)
1.5-2.5	90	2.7	3.74	10	7.48	5
2-3	120-180	6-8	4.08-5.44	15	5.44	5
2.5-3.7	120-150	7	10.2	10	10.20	3

#### Sistemas de control de flujo

La tasa de filtración está dada por la relación de la fuerza de impulso a la resistencia del filtro. La fuerza de impulso es la carga hidráulica disponible, mientras que la resistencia del filtro la dan el lecho propiamente y los sólidos que se van reteniendo. Por tanto, a medida que la resistencia aumenta, la fuerza de impulso a través del filtro debe aumentar proporcionalmente si se desea mantener una tasa de filtración constante.

El control de la tasa de filtración se puede hacer de las siguientes formas:

- . Filtración a presión constante
- . Filtración a tasa constante
- . Filtración con tasa variable declinante

#### - Filtración a presión constante

Se aplica la fuerza de impulsión total disponible a través del filtro y durante toda la carrera. Al inicio la resistencia es baja y la tasa de filtración es muy alta. A medida que se va colmatando el filtro se incrementa la resistencia y como la fuerza de impulso permanece constante la tasa de filtración decrece. Este método proporciona una verdadera tasa de filtración declinante. Algunos filtros a presión se operan de este modo.

#### - Filtración a tasa constante y nivel de agua constante

El método de operación a presión constante rara vez se usa en la filtración por gravedad ya que se requiere un volumen de almacenamiento relativamente grande aguas arriba del filtro. Por tanto, en la práctica se ha tendido al uso de una tasa constante o nivel de agua constante en los filtros gravedad. En este sistema se aplica presión constante a través del filtro manteniendo constante la tasa o el nivel de agua por acción de una válvula reguladora efluente operada manual o automáticamente. Al inicio hay resistencia por lo que para mantener la tasa constante se tiene que gastar parte de la fuerza de impulsión disponible en la válvula de control obturando ésta, con lo que se aumenta la pérdida de carga. A medida que continúa la filtración, el lecho se tapona con sólidos y la válvula de control abre lentamente. Cuando la válvula está totalmente abierta la carrera debe terminar, ya que cualquier incremento ulterior en la resistencia del filtro no será balanceado por un correspondiente decremento en la resistencia de la válvula de control.

Por tanto, la relación de la fuerza de impulsión a la resistencia del filtro decrecerá y por ende la tasa de filtración (al nivel de agua también se incrementa en los filtros gravedad) (Ver figura).

#### Desventajas:

- Los costos inicial y de mantenimiento de los sistemas de control de flujo normalmente complejos, son altos.
- La calidad del agua efluente no es tan buena con filtros gravedad como la que se obtiene con la tasa declinante en la filtración para agua potable. Esta desventaja, no es tan importante en la filtración de aguas residuales.
- Los sistemas de control de flujo o nivel no funcionan adecuadamente causando cambios súbitos en la tasa lo que a su vez provoca un efecto en la calidad del filtrado. En muchas instalaciones estos sistemas no están funcionando.

#### - División del flujo influente

El sistema consiste en distribuir un gasto igual a cada filtro en operación, empleando una caja vertedora por unidad (ver figura).

#### Ventajas

- Se logra una filtración a tasa constante sin reguladores de flujo, si el caudal total de la planta permanece constante.
- Cuando un filtro se saca de servicio para lavarlo o se pone en servicio después del lavado, el nivel de agua gradualmente se eleva o desciende en las unidades en operación hasta alcanzar

suficiente carga para manejar el flujo. Por tanto, los cambios de la tasa se hacen lenta y suavemente sin efectos bruscos asociados con los equipos de control automático o manual, por lo que el efecto que se causa en la calidad del agua es mínimo (tratamiento para agua potable). No se ha estudiado la importancia de este factor en el tratamiento de aguas residuales. Sería de importancia en la filtración de aguas residuales pretratadas con sales de aluminio o hierro para coagulación o remoción de fosfatos.

La pérdida de carga para un filtro en particular es evidente por el nivel de agua en la caja, cuando el agua alcanza un nivel máximo deseable, entonces se debe lavar el filtro.

El vertedor de control en el efluente se debe colocar arriba del nivel del lecho para evitar que accidentalmente se desague el filtro. Esto elimina completamente la posibilidad de tener una carga negativa y los problemas conocidos e indeseables que algunas veces resultan (aire atrapado por gases que se ponen en solución).

Se requiere una profundidad adicional de la estructura del filtro debido al nivel alto que requiere el vertedor de control en el efluente. La profundidad de la caja del filtro arriba del vertedor debe ser lo suficientemente amplia para proporcionar la pérdida de carga terminal de diseño.

#### - Tasa de filtración variable declinante

La operación es similar a la del sistema anterior y es otro método deseable para filtros gravedad. Con este sistema se tienen todas las ventajas del anterior mas algunas otras y sin la desventaja señalada. Las diferencias principales son la localización y tipo de arreglo del influente y la provisión para una menor pérdida de carga disponible (ver figura).

El influente se localiza abajo del nivel de la canaleta de drenaje de lavado. Cuando el nivel de agua en los filtros está abajo del nivel de la canaleta, la instalación opera como una planta a tasa constante con división del flujo influente. Cuando el nivel de agua está arriba del nivel de la canaleta, la planta opera con una tasa variable declinante. En general, la única ocasión en que el nivel del filtro estaría abajo del de la canaleta sería cuando todos los filtros se están lavando en una rápida secuencia o después de que toda la planta se haya parado.

En la mayoría de los casos, la pérdida de carga del filtro limpio a través de la tubería, lecho y bajo drenes variará de 0.9 a 1.2 m, manteniéndose el nivel inferior de agua arriba del de la canaleta. El nivel de agua es esencialmente el mismo en todos los filtros en operación en todo tiempo, esto se logra instalando un múltiple influente de gran sección y grandes válvulas en el influente de cada filtro, así, las pérdidas de carga en el múltiple y en la derivación a cada filtro son mínimas y no restringen el flujo a cada filtro. Se recomienda un orificio o válvula en el efluente para restringir el flujo para evitar tasas muy altas cuando el filtro está limpio y para indicar la tasa

aproximada correspondiente.

Cada filtro aceptará en cualquier momento la proporción de flujo que el nivel de agua arriba de todos los filtros permita. A medida que continúa la filtración el flujo a través del filtro que se va colmatando tiende a decrecer rápidamente, provocando que el flujo se redistribuya automáticamente de modo que los filtros más limpios acepten la capacidad perdida por los más sucios. El nivel de agua se eleva ligeramente (con la redistribución del flujo para dar la carga adicional requerida por los filtros más limpios para aceptar el flujo decreciente en los más sucios. Como el nivel de agua se eleva, parcialmente compensa el flujo de los filtros más sucios; como resultado, la tasa no decrece tanto o tan rápidamente como se esperaría.

Este método conlleva a una tasa declinante hacia el término de la carrera. Los cambios en las tasas a lo largo del día ocurren gradualmente sin equipo de control automático.

#### Ventajas

- Con las aguas que muestran degradación en la calidad efluente al final de la carrera, este sistema permite una mejor calidad efluente que la obtenida con operación a flujo o nivel constante.
- Se requiere menor carga disponible comparada con la de tasa constante, ya que el flujo decrece al final de la carrera, con lo que la pérdida de carga en el bajo dren y en la tubería efluente decrece (proporcionalmente al cuadrado del flujo) lo que viene a servir para

sostener la carrera por un tiempo mayor del que sería posible con tasa constante con la misma carga. En forma similar, la carga disipada a través de las zonas colmatadas del lecho decrece linealmente con la disminución de la tasa de filtración.

Es el método más deseable en la operación de filtros gravedad, a menos que la pérdida de carga terminal de diseño sea muy alta (mayor de 3 m) porque entonces la carga constante o la filtración a presión puede ser una selección más económica.

#### • Retrolavado

En la filtración de aguas residuales el lavado es más difícil, por los problemas de aglomeración en la superficie e intersticios y fracturas en el lecho. El retrolavado con fluidización no es eficiente. Esto ha llevado al análisis de la aplicación de aire como auxiliar de la agitación del lecho (práctica común en Europa).

La ayuda con lavado superficial ha sido eficiente en la filtración para agua potable.

Presiones = 3 a 5.2 kg/cm<sup>2</sup>

Tasas: 2.5 cm/min (sistema rotatorio)

7.5 a 15 cm/min (sistema de boquillas fijas)

#### Aplicación de aire:

En el Reino Unido: 1 a 1.5 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> a veces hasta 2 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>  
(condiciones estándar)

En Europa Continental emplean lechos profundos con arena gruesa, aplicando el lavado con tasas bajas, con poca expansión o sin ella.

Aplican aire y agua simultáneamente con bajas tasas, seguida de agua sola.

Tasa de aire: 2 a 4 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	Arena mas pequeña
Tasa de agua: 250 l/min-m <sup>2</sup>	1 a 2 mm
Tasa de aire: 6 a 8 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	Arena mas gruesa
Tasa de agua: 250 a 300 l/min-m <sup>2</sup>	2 a 3 mm
	2 a 4 mm

La grava de soporte se llega a emplear con un arreglo en la graduación de gruesa a fina a gruesa

En EU las tasas de aire son de 3 a 5 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> durante 3 a 5 minutos, con aplicación subsecuente de agua para fluidizar, expandir y reestratificar los lechos dobles, a razón de 600 a 900 l/min-m<sup>2</sup>.

Los filtros no llevan grava empleándose coladores en los bajo drenes con aberturas muy pequeñas (0.25 a 0.5 mm) para retener la arena mas fina (T.E = 0.5 a 0.6 mm). Esto provoca taponamientos en los coladores y en ocasiones fallas mayores. Esto ha llevado a revisar la práctica de diseño del sistema de aplicación de aire.

En resumen, la práctica de la filtración de aguas residuales hace conveniente que la limpieza de lechos se haga con lavado.

ascendente de agua y lavado superficial y/o agitación con aire, previendo el control de finos durante la operación. Se debe estudiar en cada caso la conveniencia de usar grava de soporte o no.

## REFERENCIAS

1. T. Iwasaki, Some notes on Sand Filtration. Journal AWWA Vol. 29, 1591, (1937).
2. K.J. Ives y I. Shoji, Research on Variables Affecting Filtration. Journal Sanitary Engineering Div; ASCE, 91, 1-18, (ago 1965).
3. KM. Yao y C. R. O'Melia, Particle Transport in Aqueous Flow through Porous Media. Annual Conference of the Hydraulics Div. of ASCE, Ago (1968). MIT, Cambridge, Mass
4. C.R. O'Melia y W. Stumm. Theory of Water Filtration. Journal AWWA, Vol. 59, No. 11 (1967).
5. D.M. Mintz. Modern Theory of Filtration. Special Report No. 10 International Water Supply Congress. Barcelona, Oct. (1966).

## BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTARIA

1. E.P.A. Wastewater Filtration. Design Considerations, EPA-625/4-74-007a, Julio 1974.
2. D.W. Sundstrom y H.E. Klei, Wastewater Treatment, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1979
3. W.J. Weber, Jr., Physicochemical Processes for Water Quality Control, Wiley-Interscience, Nueva York, 1972
4. E.D. Schroeder, Water and Wastewater Treatment, McGraw Hill, Inc., Nueva York, 1977
5. R.L. Culp y G.L. Culp, Advanced Wastewater Treatment, Van Nostrand Reinhold Co., Nueva York, 1971

TABLA 1 RESULTADOS DE OPERACION DE DIFERENTES LECHOS FILTRANTES CON TRATAMIENTO TERCIARIO DEL EFLUENTE DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO.

Parámetro	Influyente	Efluente filtrado			
		Lecho doble	Lecho Triple	Lecho no estratificado	
Sólidos suspendidos, en mg/l	M	34.1	7.0	6.8	9.5
	D.E	17.6	4.2	3.1	4.5
Turbiedad, UT	M	17.6	4.8	6.8	4.7
	D.E	6.2	2.3	3.0	2.1
DBO <sub>5</sub> , en mg/l	M	30.4	12.7	13.0	14.5
	D.E	14.5	6.9	6.8	6.6
DBO <sub>5</sub> sol., en mg/l	M	9.7	7.2	7.3	7.8
	D.E	3.8	3.7	3.6	3.6

Tasa de filtración  $2 \text{ l/seg} \cdot \text{m}^2$

Lechos filtrantes

Doble:	Antracita	43 cm, T.E. = 1.03 mm, C.U. = 1.57
	Arena	23 cm, T.E. = 0.49 mm, C.U. = 1.41
Triple:	Igual que el doble mas granate 7.5 cm, T.E. = 0.27 mm, C.U. = 1.55	
No estratificado:	Arena	115 cm, T.E. = 2.0 mm, rango: 2-3.6mm C.U. = 1.52

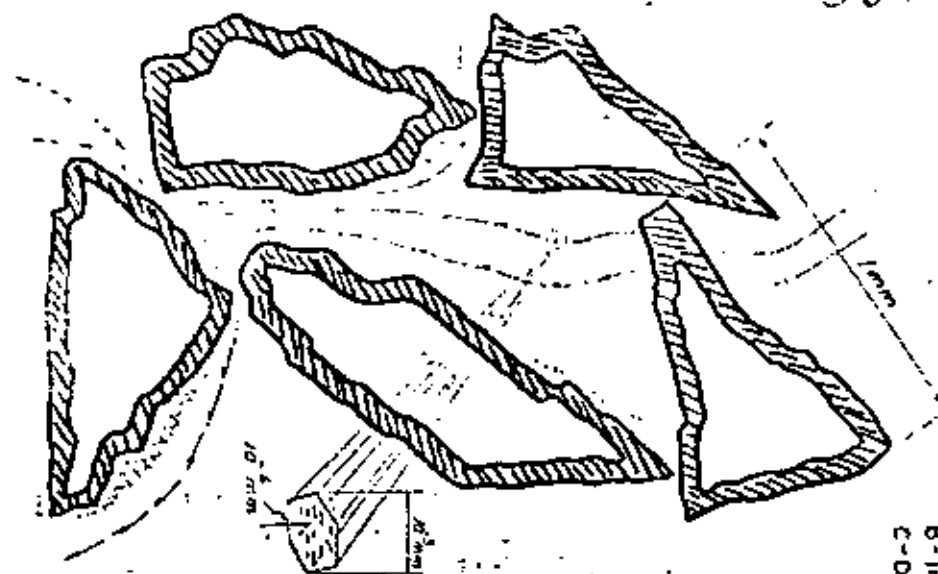
TABLA 2 VELOCIDADES MINIMAS PARA FLUIDIZACION DE DIVERSOS MEDIOS DE TAMARO UNIFORME PARA LOGRAR 10 POR CIENTO DE EXPANSION A 25 °C

Mallas estandar				Tasa de lavado, lps/m <sup>2</sup>		
No	Pasa mm	Retenida No	Tamaño medio mm	Antracita	Arana	Granate
7	2.83	8	2.59	25		
8	2.38	10	2.18	20		
10	2.00	12	1.84	16	28	
12	1.68	14	1.54	14	22	
14	1.41	16	1.30	11	18	33
16	1.19	18	1.09	8	14	27
18	1.00	20	0.92	7	11	22
20	0.84	25	0.78	6	9	18
25	0.71	30	0.65	5	6	15
30	0.60	35	0.55		4.7	12
35	0.50	40	0.46		3.6	9
40	0.42	50	0.38		2.7	8
50	0.30	60 (0.25)	0.27			4.3
Densidad				1.7	2.65	4.1

Factores de corrección por temperatura

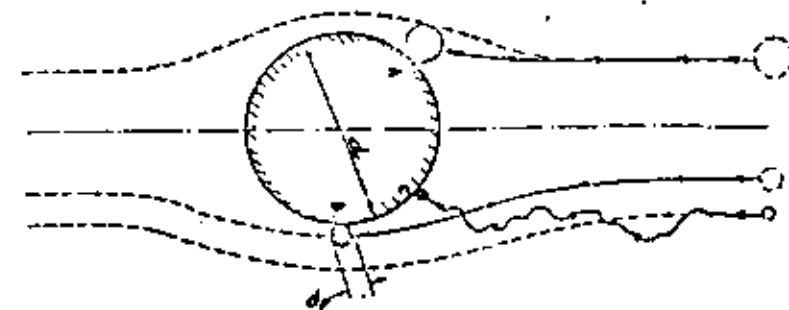
Temp, °C	Multiplique el valor a 25 °C por
30	1.09
25	1.00
20	0.91
15	0.83
10	0.75

Medio de antracita y cenizas particulada de coque



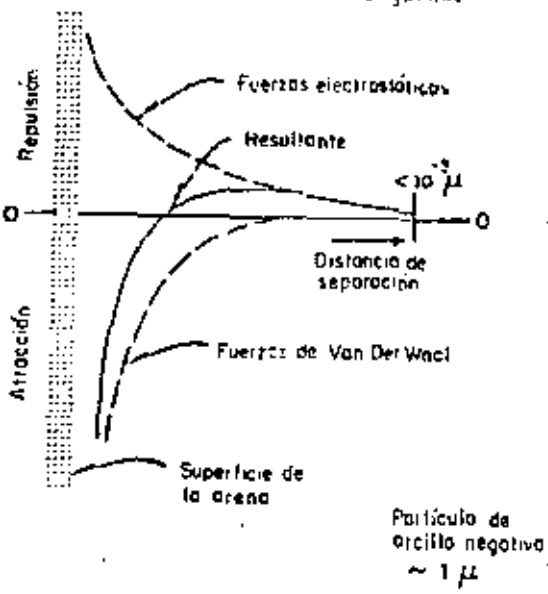
A - Intercepción  
B - Intercepción  
C - Difusión

Mecanismos de transporte

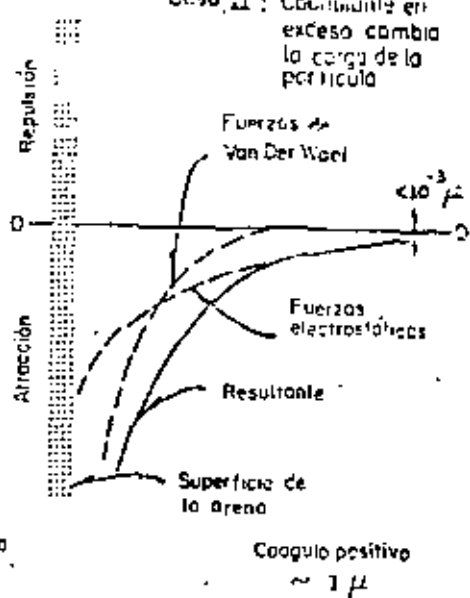




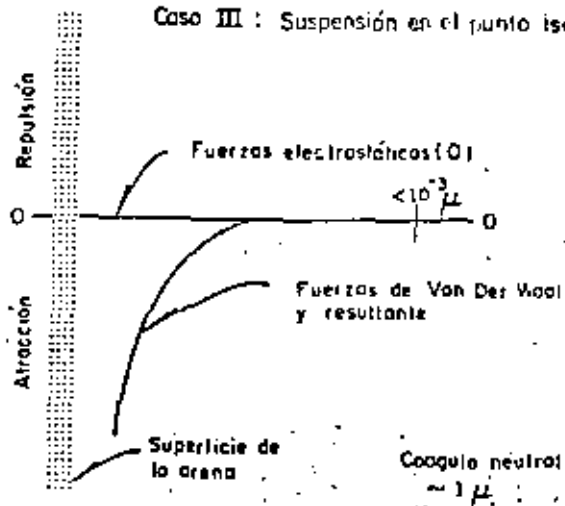
Fuerzas electrostáticas  
Caso I : Sin coagulante



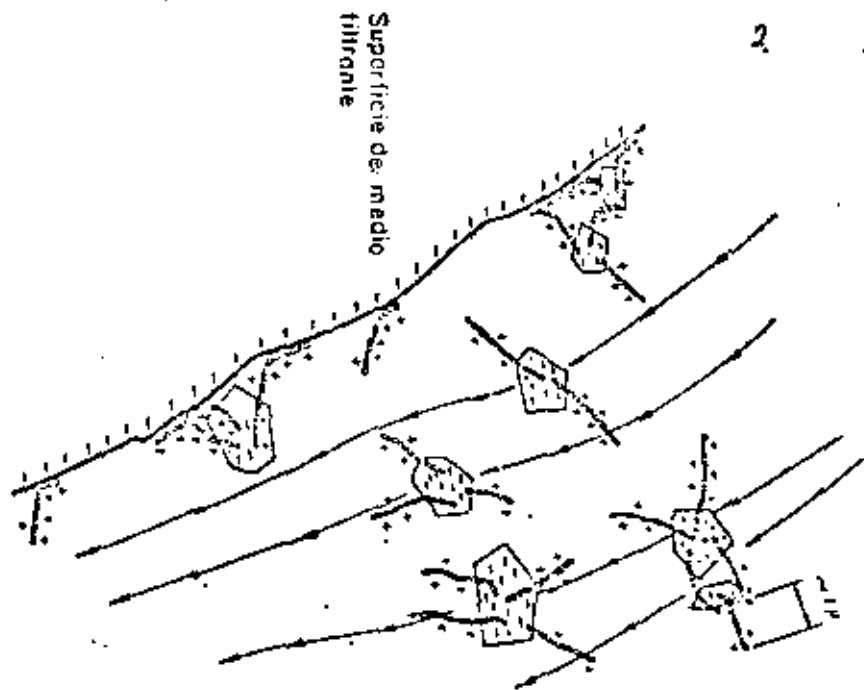
Fuerzas electrostáticas  
Caso II : Coagulante en exceso cambia la carga de la partícula



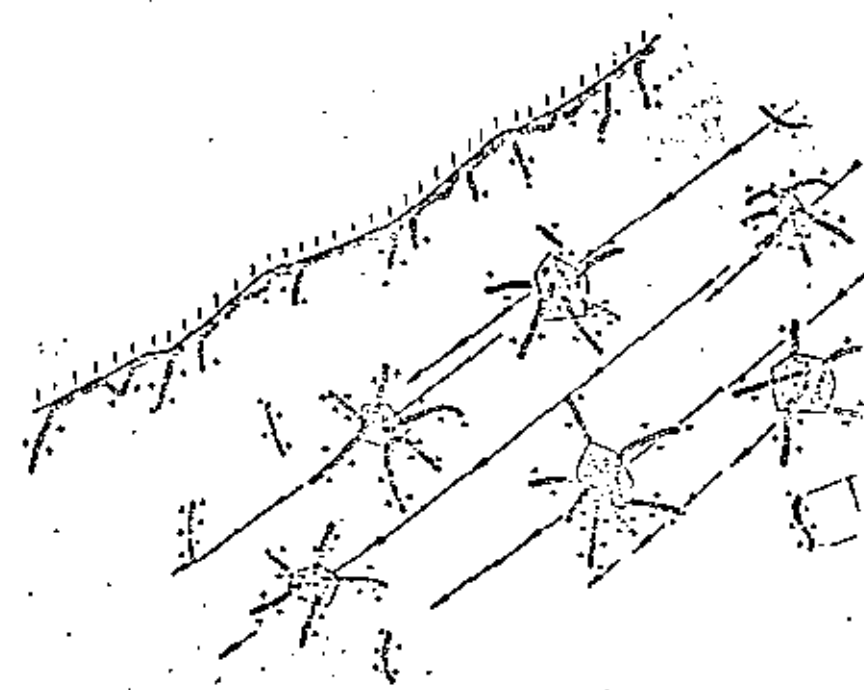
Fuerzas electrostáticas  
Caso III : Suspensión en el punto isoelectrónico

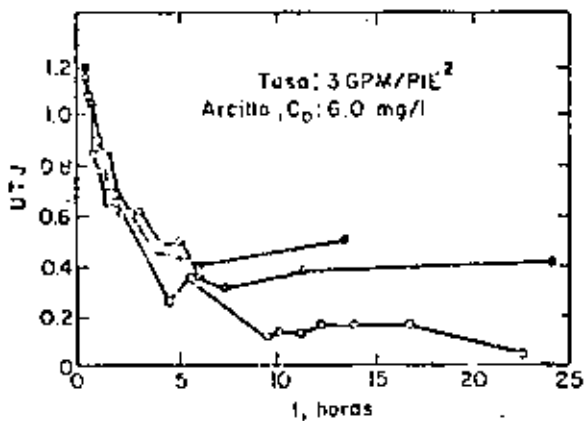
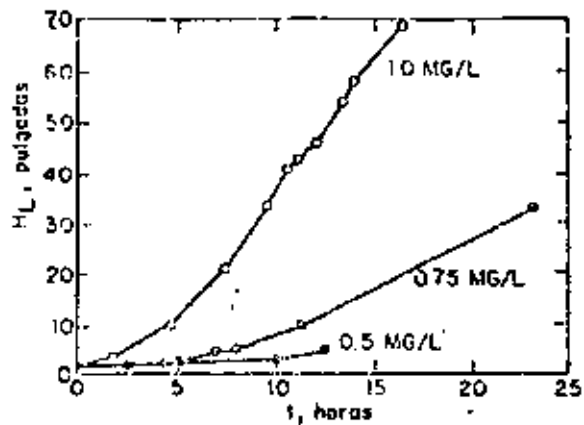


Filtración con polímero, cobertura "óptima"



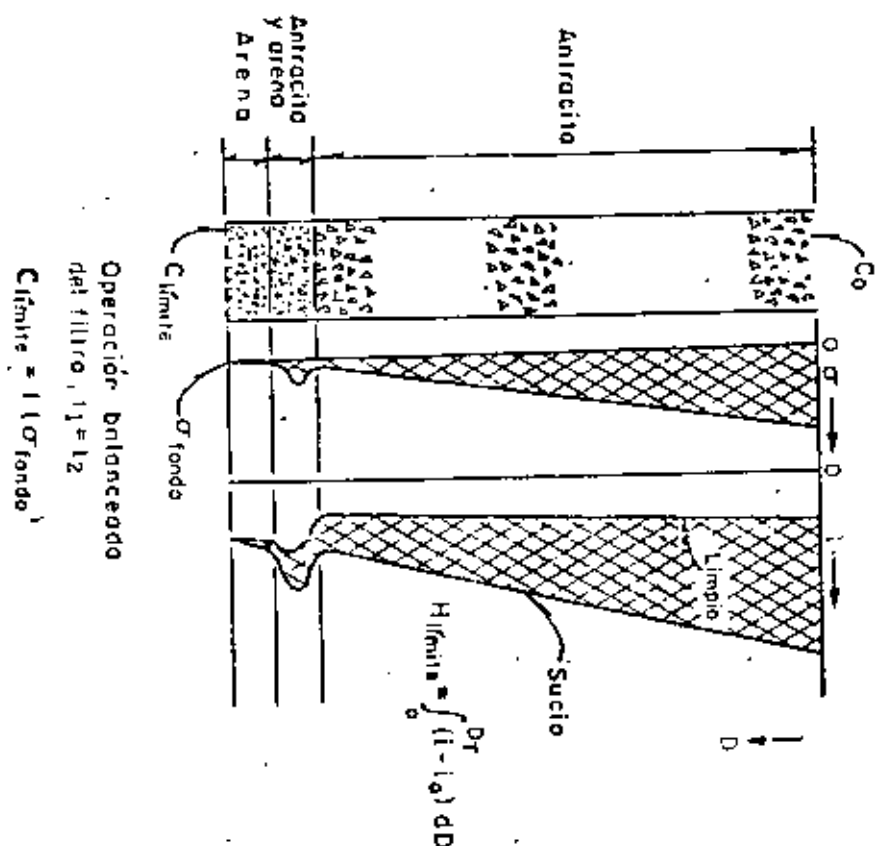
Cobertura excesiva

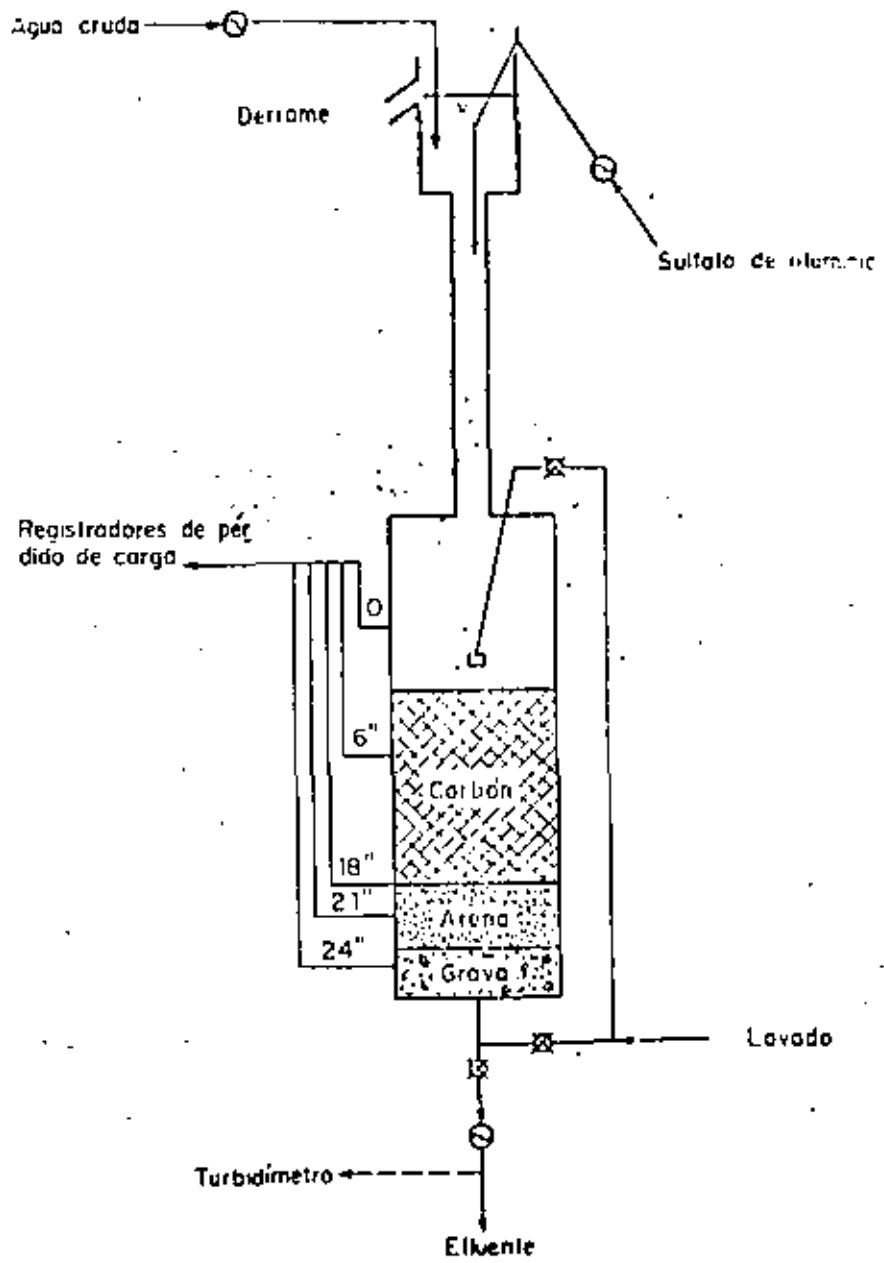




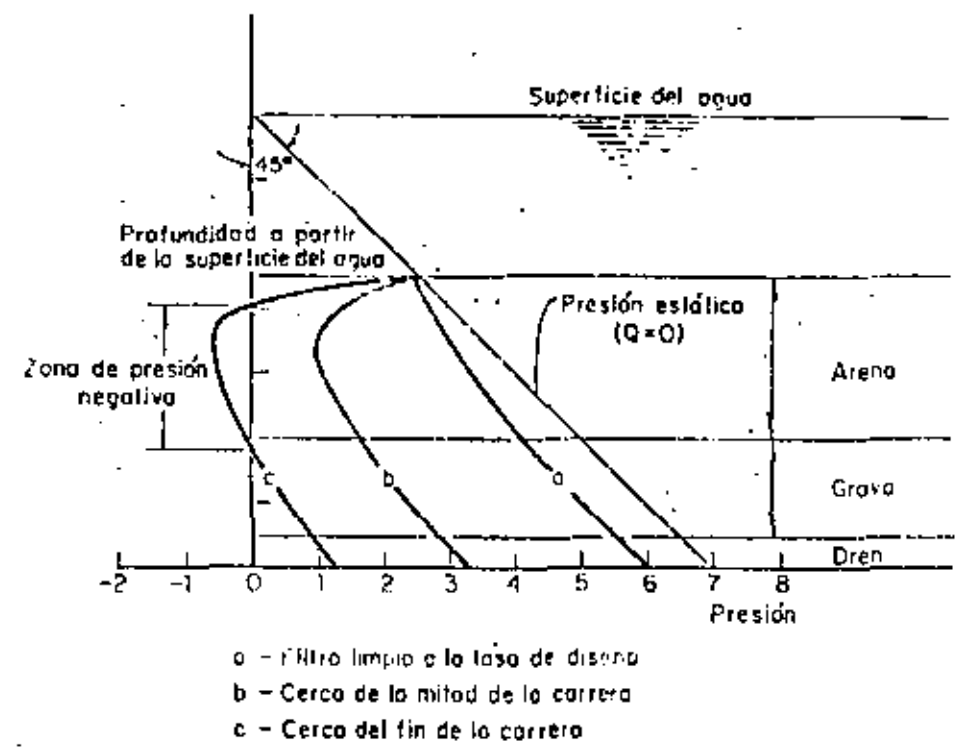
Efecto de un polielectrolito catiónico en el funcionamiento del filtro

Antracita 40 cm TE - 2.50 MM, CU-132  
 Arena 15 cm TE - 1.10 MM, CU-123.



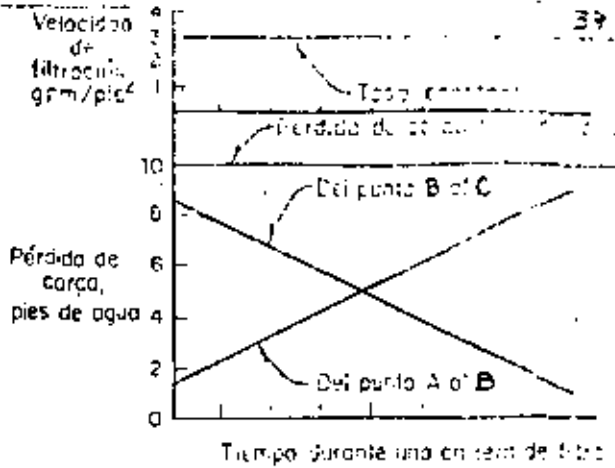


Detalles de un filtro experimental

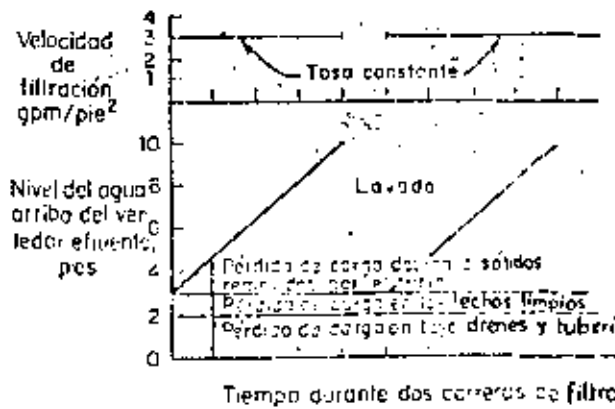


Presión en un filtro gravedad a diversos tiempos durante una carrera de filtro

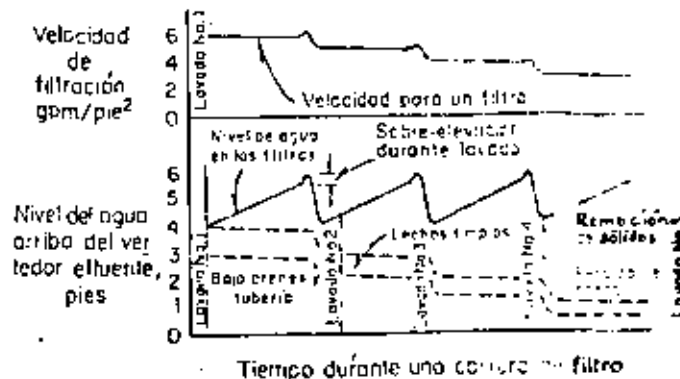
- a - Filtro limpio a la tasa de diseño
- b - Cerca de la mitad de la carrera
- c - Cerca del fin de la carrera



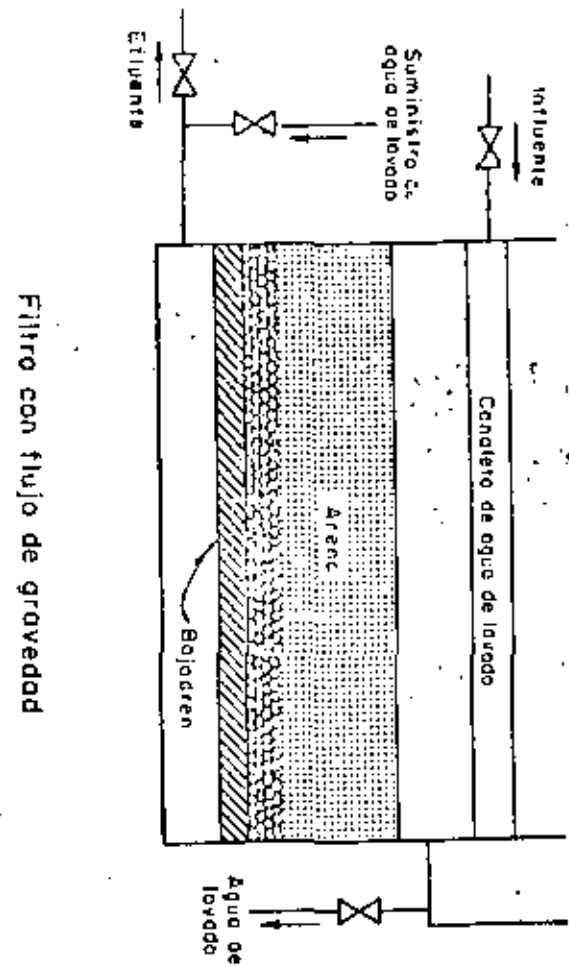
Tasa de filtración y pérdida de carga durante una carrera de filtro

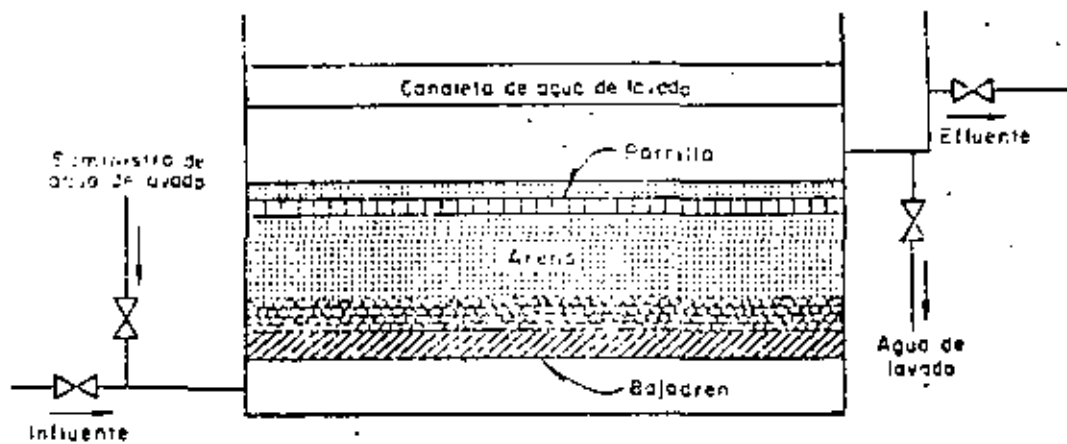


Tasa de filtración, nivel del agua y pérdida de carga durante dos carreras de filtración

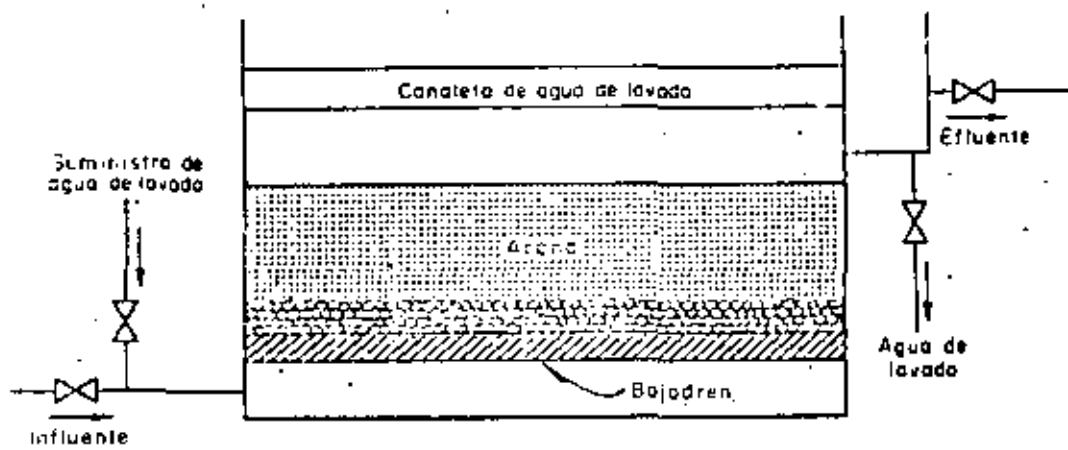


Tasa de filtración, pérdida de carga y nivel del agua durante una carrera de filtro en una planta con 4 filtros

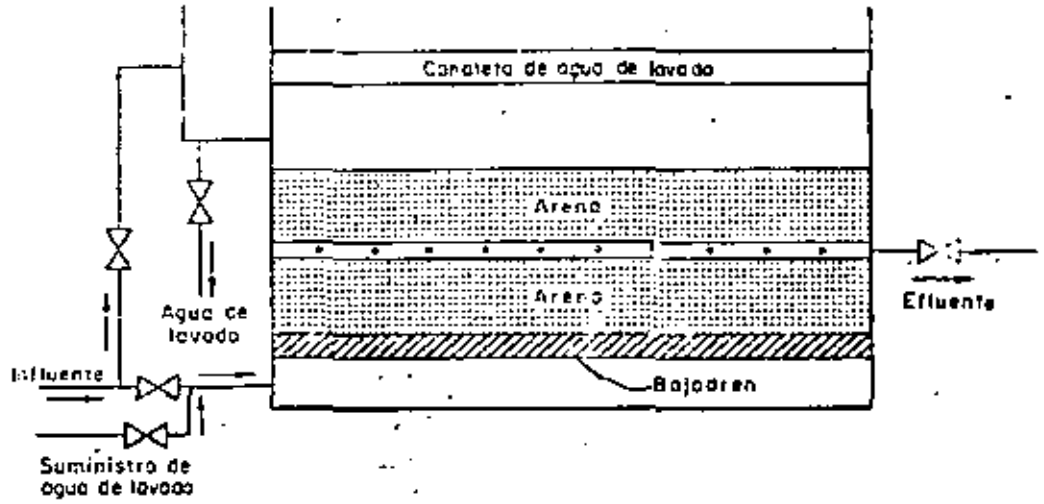




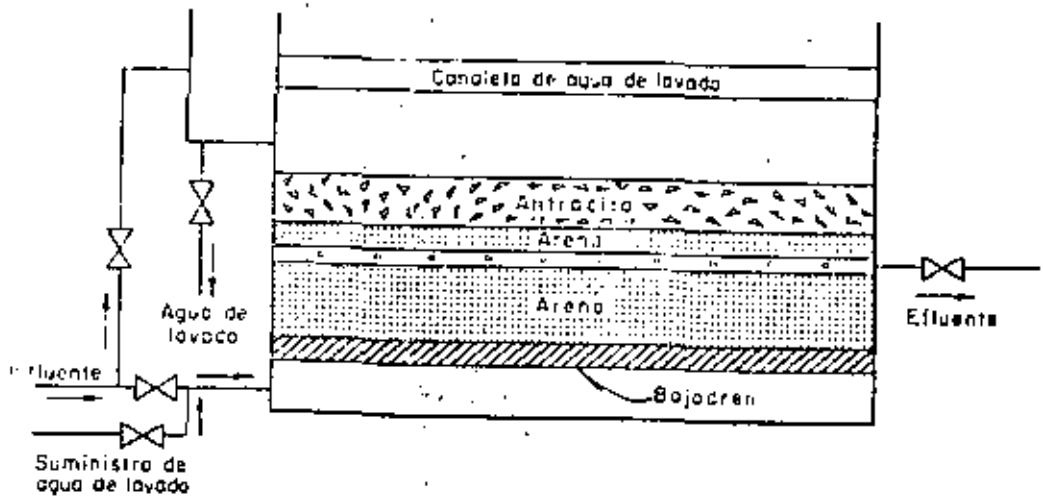
Filtro flujo ascendente con parrilla



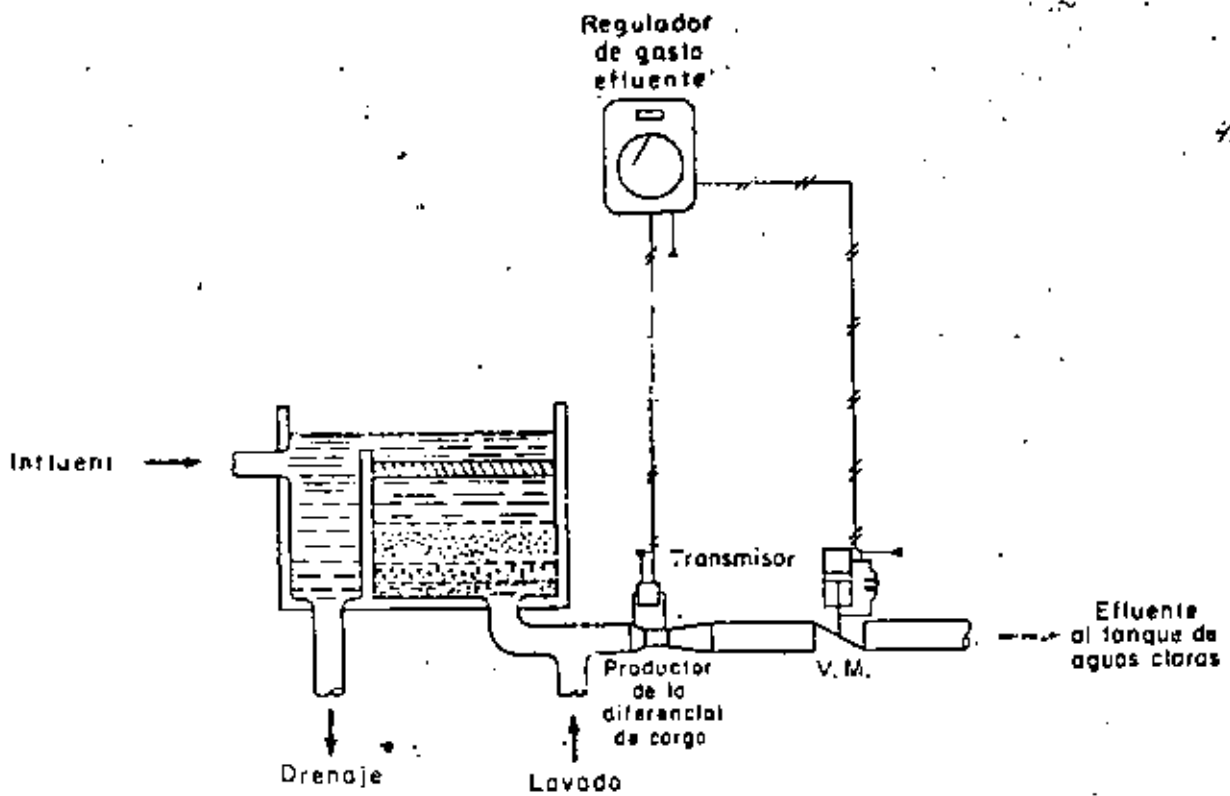
Filtro con flujo ascendente



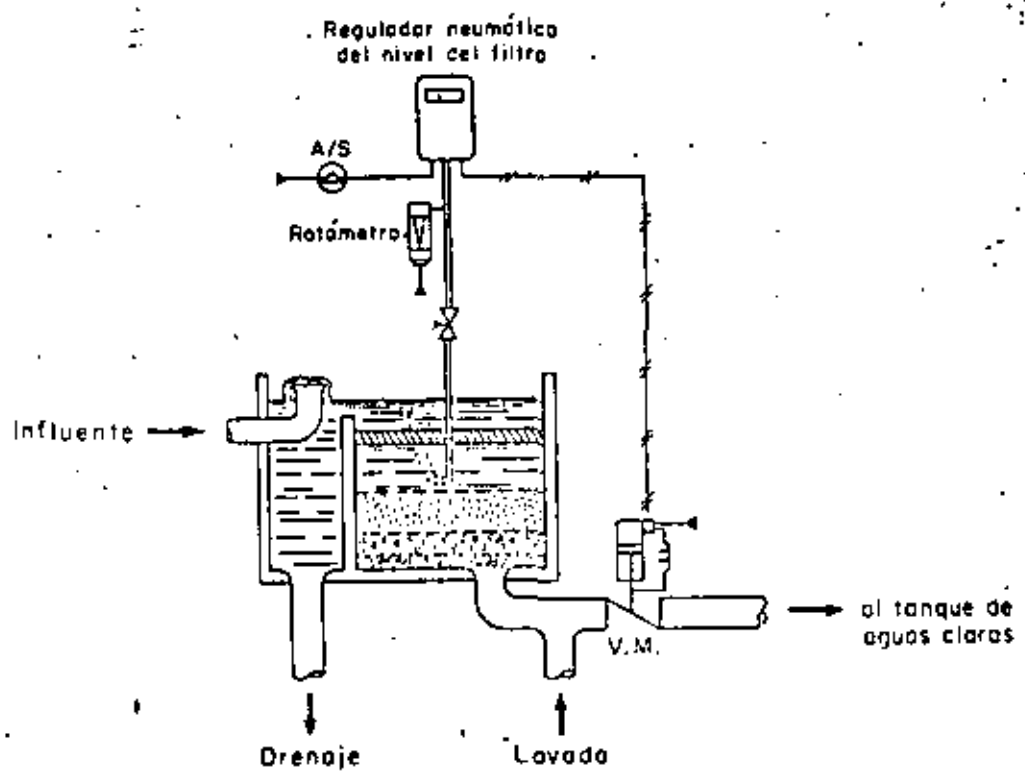
Filtro con doble flujo. Medio único



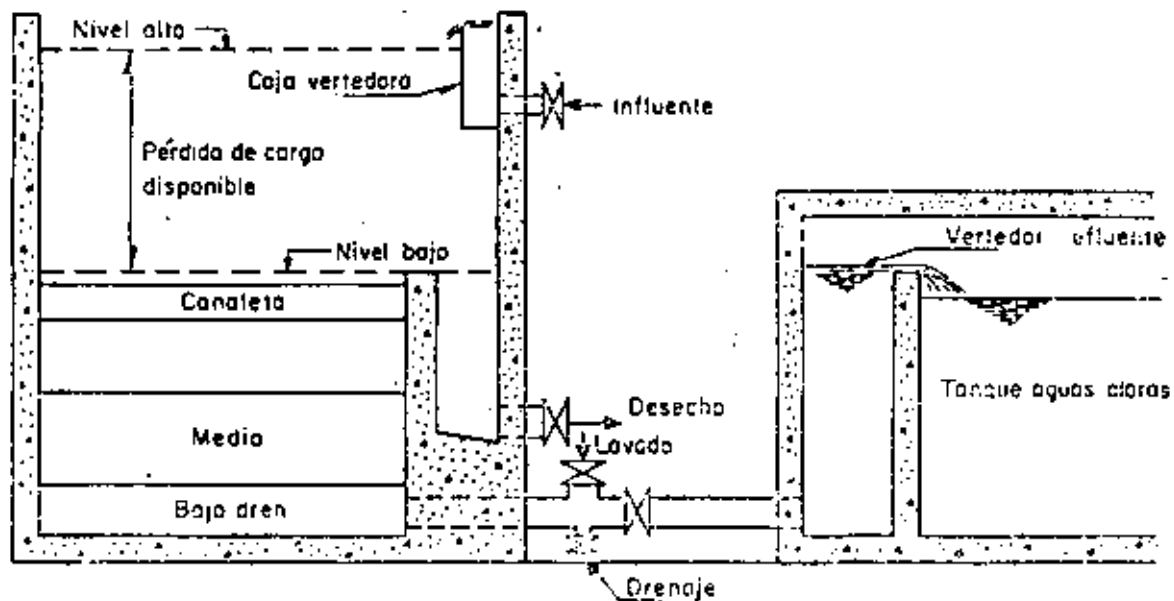
Filtro con doble flujo. Dos medios



Control de gasto

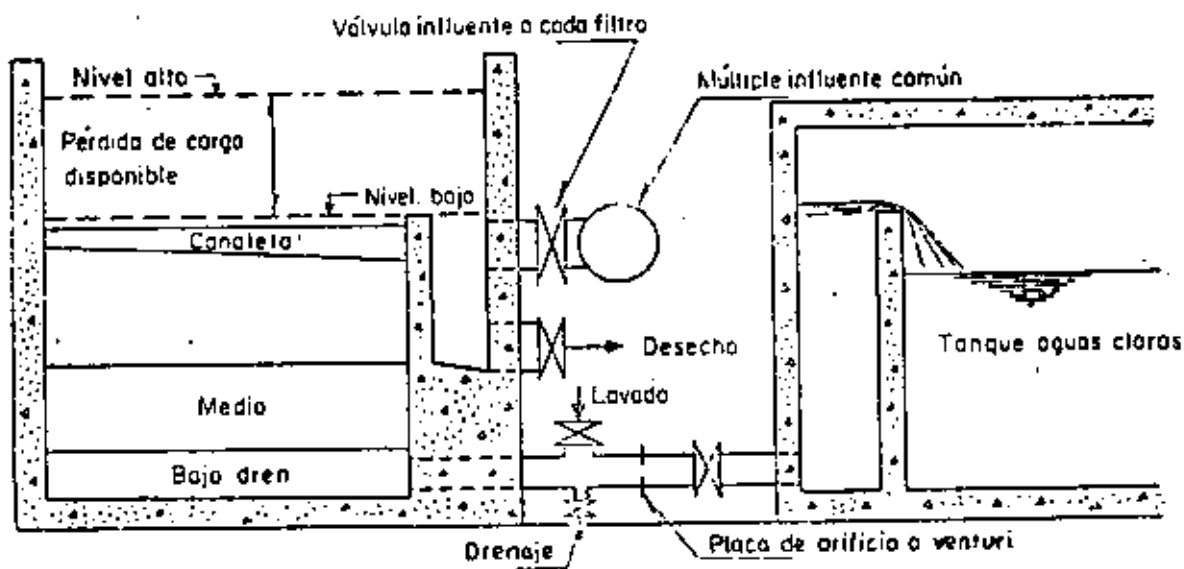


Control de nivel



Filtro con operación del flujo influente dividido

45



Filtro para operación con tasa variable descendente

45





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

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

**PROCESOS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO - PROCESOS AERÓBICOS Y  
ANAERÓBICOS - MICROORGANISMOS EN SUSPENSIÓN Y ADHIERIDOS A  
UN MEDIO FIJO - COEFICIENTES CINÉTICOS**

**DR. VICENTE JONGUITUD FALCON**

**OCTUBRE, 1981**

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, aun 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 acrobias y anaerobias pudieran causar confusión al tratar de clasificarlos como facultativos. La tercer categoría en esta clasificación comprende al tratamiento por lagunas de estabilización y trata de corresponder a los sistemas en donde una porción importante de la energía utilizada en la estabilización de la materia orgánica proviene de la luz a través de la fotosíntesis. Esta división arbitraria de los procesos de tratamiento biológico se presenta esquemáticamente en la Fig. 1. En la Tabla 1 se presentan los sistemas de tratamiento biológico más comúnmente utilizados en la actualidad. Para algunos de estos procesos se utiliza mas 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 aguas residuales.

2.- PROCESOS AEROBIOS

Proceso Aerobio	Microorganismos 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

Fig. 1 PROCESOS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO

TABLA 1. SISTEMAS BIOLÓGICOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

1) SISTEMAS AEROBICOS

a) Microorganismos en Suspensión

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

Lagunas Aeradas

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

b) Microorganismos Adheridos a un Medio

Filtro Anaerobio

c) Combinación

Medio Granular Fluidizado

TABLA 1. (CONTINUACION)

d) Sistemas Estratificados

Lagunas Anaerobias  
Tanques Imhoff  
Fosas Sépticas

3) LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Lagunas Facultativas  
Lagunas Aerobias  
Lagunas de Maduración

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

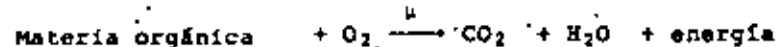
Alta eficiencia

Alta eficiencia con separación de sólidos

Das 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.

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. 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 penetrar la membrana celular de la bacteria, la cual, para poder metabolizar las sustancias de alto peso molecular, deben 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 dióxido de carbono y agua de acuerdo con la siguiente reacción:



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

Microorganismos en Suspensión

En los procesos de tratamiento con microorganismos en suspensión la agitación permite un mejor y mas continuo contacto entre los organismos encargados de la estabilización y la materia por estabilizar, permitiendo un proceso mas rápido y mas eficiente. Si

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.

**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 floculan 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 estabilizadas después de periodos variables sujetas a respiración endógena. El tiempo que la masa biológica debe de permanecer en el sistema (tiempo de retención celular) depende de varios factores como el nivel de eficiencia deseado, la estabilización requerida de la materia orgánica y consideraciones relacionadas a 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*, *Flavobacterium*, *Nocardia*, *Bdellovibrio*, *Mycobacterium* y las bacterias nitrificantes *Nitrosomonas* y *Nitrobacter*. Adicionalmente, varias formas filamentosas tales como *Sphaerotilus*, *Beggiatoa*, *Thiothrix*, *Lecicithrix* y *Geotrichum* pueden también estar presentes. Mientras que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan la materia orgánica, las actividades metabólicas de otros organismos son también importantes en el proceso de tratamiento. POR

ejemplo, los protozoarios y los rotíferos actúan como pulidores del efluente del sistema. Los protozoarios consumen las bacterias dispersas que no se han floculado y los rotíferos consumen las partículas orgánicas pequeñas que no se han sedimentado. Además de que lo importante dentro del proceso es que las bacterias consuman la materia orgánica tan rápido como sea posible, es así mismo importante que ellas se agrupen en un floculo adecuado que pueda sedimentarse fácilmente. Se ha observado que a medida que el tiempo de residencia celular ( $t_g$ ) 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 floculos y se ha encontrado que para aguas residuales domésticas, tiempos de residencia celular del orden de 3 o 4 días son adecuados.

**Cinética del Proceso.**

Para poder estudiar la cinética del proceso de lodos activados, analizaremos primeramente trataremos de analizar 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 (S), la masa de microorganismos activos (Ma), la masa endógena (Me) y la masa total o sólidos suspendidos del licor mezclado (M), varían con respecto al tiempo como se muestra en la fig. 2. 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.

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

$$Ma = Ma_0 e^{kt}$$

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

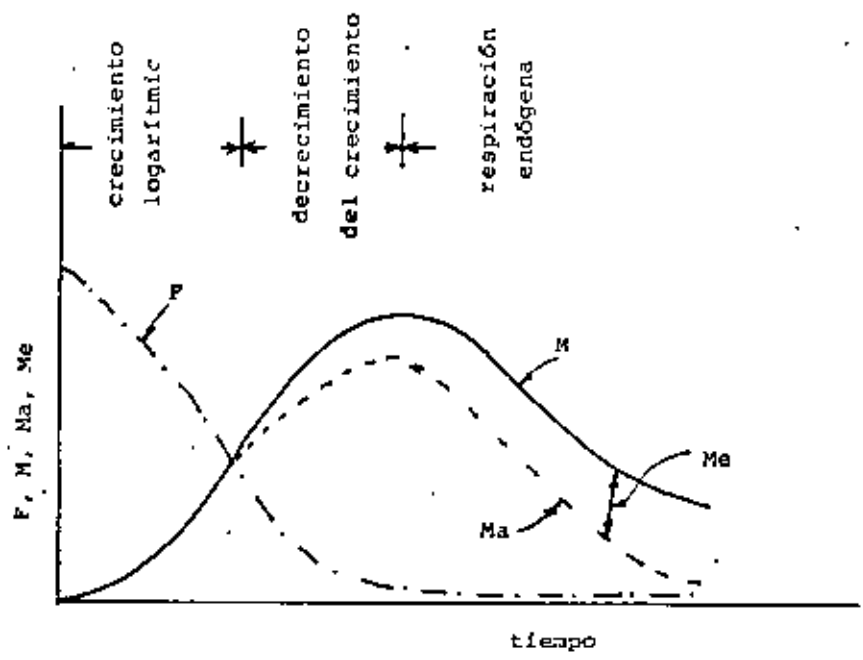
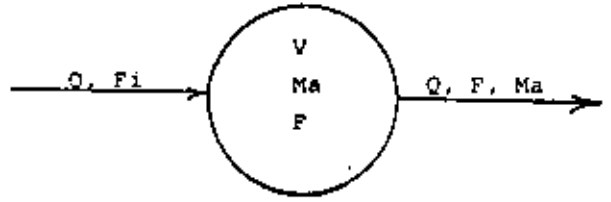


FIGURA 2.- Comportamiento biológico en un reactor Batch.



Q = gasto  
 F = sustrato  
 Ma = microorganismos activos  
 Fi = sustrato inicial

FIGURA 3.- Reactor continuo sin recirculación.

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

de donde  $(Ma - Ma_0) = A (F_i - F)$

donde  $F_i$  es la cantidad de comida inicial ( $DDO_{5inf}$ )  
 $Ma_0 (e^{kt} - 1) = A \Delta F$

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

$$\frac{dMa}{dt} = -k' \frac{dF}{dt} - k_e Ma$$

donde  $k_e$  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

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

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

$$\frac{dM_a}{dt} = -k_e M_a$$

$$M_a = M_{a0} e^{-k_e t}$$

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

$$-\frac{dM_e}{dt} = 0.2 \frac{dM_a}{dt} = -0.2 k_e M_a$$

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. 3, 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

$$QF_1 = QF + \text{metabolismo}$$

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

$$QF_1 = QF + k_m FV$$

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

dividiendo entre  $Q$

$$F_1 = F + F k_m t$$

$$F = \frac{F_1}{k_m t + 1}$$

#### Crecimiento biológico

De la fig. 3 y considerando que la población biológica en el influente del reactor es mínima:

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

$$k_s FV = QM_a + k_e M_a V$$

$$Fk_s t = M_a + M_a k_e t$$

$$M_a (1 + k_e t) = k_s F t$$

$$M_a = \frac{k_s F}{\frac{1}{t} + k_e}$$

#### Crecimiento endógeno

$$QM_e = a k_e M_a V \quad a = 0.2$$

$$M_e = 0.2 k_e M_a t$$

#### Óxidos inorgánicos (M<sub>ii</sub>)

$$M_{ii} = 0.1 (M_a + M_e)$$

#### Incremento total de sólidos

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

Tasa de utilización del oxígeno

$$\frac{dO}{dt} = \frac{\text{Oxidación potencial de la corrida - Equivalente en } O_2 \text{ de las células}}{\text{Tiempo de retención}}$$

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5 (\Delta DBO_5) - 1.43 (M_a + M_e)}{t}$$

Sustrato en el efluente

$$DBO_{5\text{eff}} = F + 0.8 M_a$$

Reactor continuo con recirculación de lodos

En la fig 4 se presenta esquemáticamente el sistema de lodos activados considerando recirculación de microorganismos al tanque de aireación. 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:

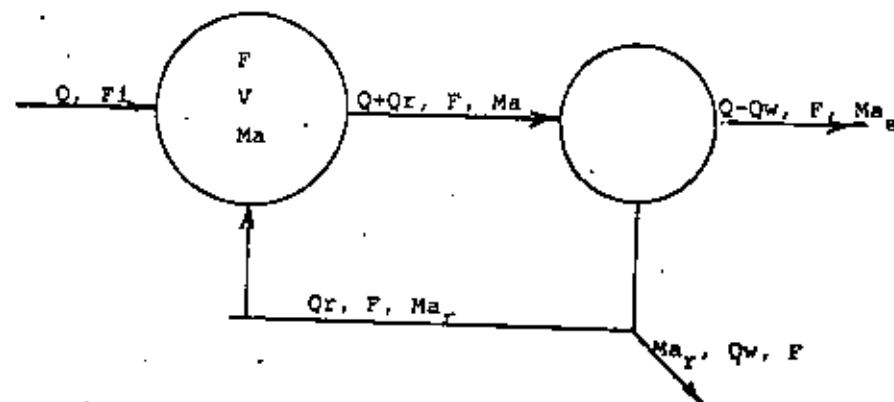
a) Metabolismo del sustrato

De un balance de materiales del sistema en la fig 4, considerando el sustrato:

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

$$QF_i + Q_r P = K_m F_t + F$$

$$F_i = K_m F_t + F$$



$Q_r$  = gasto de recirculación  
 $Q_w$  = gasto de lodos de desecho  
 $M_e$  = microorganismos en el efluente  
 $M_r$  = masa de microorganismos en la recirculación

FIGURA 4.- Reactor continuo completamente mezclado con recirculación.

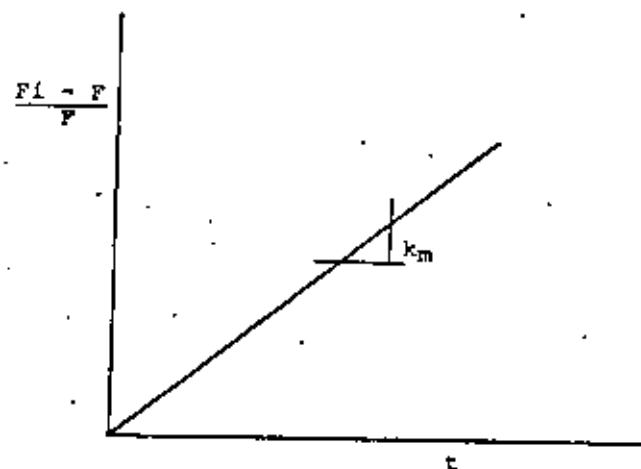


FIGURA 5.- Determinación de  $k_m$ .



$$F = \frac{F_1}{K_m t + 1}$$

donde t es el tiempo de retención hidráulico teórico.

b) Producción de microorganismos

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

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

Por otro lado:

$$(Q + Q_r) M_a = (Q - Q_w) M_{a_e} + Q_w M_{a_r} + Q_r M_{a_r}$$

Sustituyendo en la ecuación previa

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

Cancelando  $Q_r M_{a_r}$

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

Si  $Q_w$  es una fracción de  $Q$  o sea  $XQ$

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

dividiendo entre  $Q$

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

dividiendo entre t

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

De un balance de materiales en el sedimentador secundario:

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

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

por lo tanto

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

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

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

$$M_{i1} = (M_{i1} \text{ en el influente}) \left(\frac{t_s}{t}\right) + 0.1 (M_a + M_e)$$

Sólidos suspendidos del licor mezclado

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

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

Utilización del oxígeno

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

6

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

Sustrato en el efluente

$$DBO_{5\text{eff}} = F + 0.8 M_{a_e}$$

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

evaluación de las constantes del sistema

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

$$F_i = K_m F t + F$$

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

Obtención de una recta con pendiente  $K_m$  y que pasa por el origen. Por lo tanto, realizando un experimento a nivel labora-

torio se puede obtener una recta como la que se muestra en la fig 5 cuya pendiente es  $K_m$ .

$$K_s = 0.7 \text{ Km}$$

Y

$$K_e = 0.02 \text{ hr}^{-1} \text{ a } 20^\circ\text{C}$$

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  $\theta = 1.075$ .

## DIGESTION ANAEROBIA

### 3. CONCEPTOS GENERALES

Los tratamientos anaerobios de residuos orgánicos, en todas sus variantes, se encuentran entre los principales sistemas de tratamiento biológico en cuanto a su aplicación actual y potencial. Su utilidad en la destrucción de sólidos orgánicos (digestión), ha sido probada desde hace varios años tanto a mediana y gran escala en las plantas de tratamiento municipales, como a pequeña escala en los digestores rurales. En la actualidad, el tratamiento anaerobio de residuos líquidos industriales es reconocido como la variante más promisoría para tratar este tipo de desechos.

A pesar de su uso generalizado, la eficiencia del sistema es comúnmente baja si se compara con la óptima, debido principalmente a que el diseño y la operación del proceso se ha hecho sobre bases puramente empíricas; sin embargo, y en parte motivado por

la potencialidad del proceso anaerobio, gran cantidad de investigadores han trabajado y trabajan para conocer más profundamente los fundamentos teóricos necesarios con el fin de establecer bases firmes en el diseño, operación y análisis de los sistemas de tratamiento anaerobio.

En este capítulo se presentan los principales aspectos del metabolismo anaerobio así como sus requerimientos ambientales y operacionales más importantes. Posteriormente se describen las diversas variantes de este tipo de tratamiento, profundizando en los digestores rurales, tema de este trabajo.

1.1 Metabolismo anaerobio

La cinética del tratamiento anaerobio puede ser descrita en tres pasos: a) hidrólisis de compuestos de alto peso molecular, b) formación de ácidos volátiles y c) producción de metano. En el primer paso se lleva a cabo una hidrólisis enzimática de las sustancias orgánicas complejas, dando por resultado compuestos orgánicos solubles más simples. El segundo paso consiste en la conversión bacteriana de estos compuestos a sustancias orgánicas de bajo peso molecular, principalmente ácidos grasos volátiles. En el tercero y último paso los productos anteriores son fermentados, por bacterias estrictamente anaerobias, a metano y dióxido de carbono principalmente, los cuales constituyen los productos finales del proceso. Algunos investigadores consideran que los dos primeros pasos se llevan

a cabo simultáneamente, por lo que los agrupan en uno solo. Sin embargo, la hidrólisis de los polímeros insolubles se ha establecido como la etapa limitante en el proceso de digestión anaerobia de los lodos (ref 3.1). Esta observación, puede ser generalizada para todo proceso de digestión anaerobia de sólidos.

Ya sea que se describa en dos o tres pasos, la conversión anaerobia de materia orgánica a metano y dióxido de carbono es realizada por dos grupos de microorganismos: Las bacterias "formadoras de ácido" y las bacterias metanogénicas. Las primeras son microorganismos facultativos y anaerobios encargados de hidrolizar y fermentar los compuestos orgánicos complejos, tales como grasas, proteínas y polisacáridos, en compuestos orgánicos simples y solubles, principalmente ácidos volátiles como acético y proiónico. En esta primera etapa o etapa de fermentación ácida, la materia orgánica es convertida simplemente en ácidos volátiles, alcoholes y nuevas células, de manera que la estabilización aún no se ha efectuado; aún así debe tomarse en cuenta que la actividad de estas bacterias en la transformación de los compuestos y sus procesos de síntesis requieren de energía que se obtiene de la estabilización parcial del sustrato.

El segundo grupo de bacterias, llamadas metanogénicas, metabolizan, bajo condiciones estrictamente anaerobias, los productos finales de la primera etapa en gases, principalmente metano y dióxido de carbono. Es en esta segunda etapa donde se logra la verdadera estabilización.

La cinética descrita rige una serie de mecanismos, ciclos y transformaciones que conforman el proceso de digestión anaerobia. Por medio de éste conjunto de reacciones bioquímicas en extremo complejas e interrelacionadas, los microorganismos involucrados metabolizan la materia orgánica para producir los productos gaseosos finales ya mencionados. Una descripción detallada del metabolismo bacteriano propio de este sistema caería fuera de los objetivos del presente trabajo; sin embargo es conveniente conocer los principios básicos de las reacciones metabólicas para una mejor comprensión del proceso anaerobio.

Las bacterias presentes en la digestión anaerobia son microorganismos heterótrofos, es decir que obtienen el carbono y la energía de compuestos orgánicos, y en su mayor parte anaerobios pues oxidan la materia orgánica en ausencia de oxígeno disuelto. Igualmente se encuentran bacterias facultativas dentro del grupo de bacterias formadoras de ácido; este tipo de microorganismos utiliza el oxígeno disuelto, cuando existe, pero puede continuar sus funciones en su ausencia. Además de la materia orgánica, los microorganismos necesitan para su supervivencia y correcto funcionamiento elementos inorgánicos como nitrógeno y fósforo en cantidades relativamente pequeñas y azufre, potasio, calcio y magnesio a nivel de trazas. Estos elementos inorgánicos vitales para la célula se conocen comúnmente como nutrientes.

Todas las funciones efectuadas por una célula microbiana dependen de la utilización del sustrato; las reacciones químicas necesarias para ello están controladas por las enzimas, proteínas producidas por la célula viva que actúan como catalizadores para acelerar reacciones específicas.

Las enzimas se caracterizan por su eficiencia en convertir un sustrato en productos finales, al igual que por ser altamente específicas, ya que un tipo de enzima actuará solo sobre cierto tipo de sustrato. Una reacción enzimática puede representarse de la manera siguiente:



La enzima [E] forma con el sustrato [S], un complejo enzima-sustrato [ES] durante sólo algunas centésimas de segundo, dando por resultado un nuevo compuesto [P] y la enzima regenerada [E]. El producto [P] así formado puede a su vez ser atacado por otra enzima formando una secuencia hasta llegar al producto final.

Las enzimas microbianas catalizan tres tipos de reacciones: hidrolíticas, oxidativas y sintéticas. Las enzimas hidrolíticas son utilizadas por la célula para hidrolizar compuestos orgánicos complejos e insolubles y de esta forma simplificarlos y solubilizarlos para que puedan pasar a través de la membrana celular. Este tipo de enzimas son secretadas por la célula hacia

el medio, por lo que se les conoce como enzimas extracelulares. La reacción de hidrólisis comprende la incorporación de agua al compuesto y la ruptura del mismo en sustancias más simples y solubles.

Las reacciones oxidativas son las productoras directas de la energía necesaria para el mantenimiento y el crecimiento de los microorganismos. Estas reacciones son canalizadas por enzimas intracelulares e involucran oxidaciones y reducciones de compuestos. La enzima conocida como deshidrogenasa oxida un compuesto al removerle hidrógeno y en secuencia con otras enzimas lo transporta hasta el aceptor final el cual es así reducido. Este aceptor final estará determinado por el medio y por la naturaleza de las células que llevan a cabo la reacción. En condiciones aerobias, el aceptor es el oxígeno dando lugar a la formación de agua. Bajo condiciones anaerobias, un compuesto oxidado acepta el hidrógeno y se reduce.

De la energía liberada por esta reacción de oxidación, una parte es consumida al momento de efectuarse la reducción, obteniéndose así cierta energía neta, la cual es utilizada por la célula en la reacción sintética. Esta reacción es catalizada por un vasto número de enzimas intracelulares ya que el protoplasma está constituido por una gran diversidad de compuestos. El fin de esta reacción es sintetizar nuevo material celular el que a su vez formará nuevas células y regenerará el protoplasma consu-

mido por la célula mediante la respiración endógena al efectuar sus funciones vitales.

La importancia de las enzimas en el metabolismo celular es, como se hace notar arriba, de un grado máximo; cualquier reacción enzimática que no funcione correctamente acarreará el desequilibrio de la célula y por lo tanto del sistema biológico. La actividad de las enzimas es afectada por las condiciones ambientales, tales como pH, temperatura y la concentración de ciertos iones.

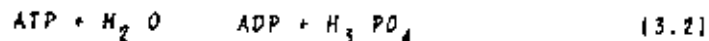
La reacción oxidativa, como se ha visto, es una reacción enzimática de degradación que produce energía o exotérmica; el conjunto de estas reacciones se conoce como catabolismo.

La reacción sintética es a su vez una reacción enzimática de reducción que consume energía o endotérmica, cuyo conjunto es conocido como anabolismo.

Estos dos conjuntos de reacciones - catabolismo y anabolismo - forman lo que se ha definido como metabolismo, es decir, una serie de reacciones bioquímicas realizadas por los organismos vivos con el fin de obtener la energía necesaria para la síntesis, la movilidad y la respiración, funciones indispensables para su supervivencia y reproducción.

La energía obtenida en el catabolismo del sustrato es almacenada por la célula en las ligaduras de los fosfatos presentes en el adenosintrifosfato (ATP). Esta energía liberada, al realizarse el cambio exotérmico del ATP a adenosindifosfato (ADP) de menor nivel energético, es utilizada en el anabolismo para la síntesis de los compuestos químicos complejos que forman el protoplasma celular. Esta molécula de ADP puede entonces capturar energía del catabolismo y volver a su forma energizada, el ATP. Como se puede observar, el sistema ATP-ADP es la unión energética entre el catabolismo y el anabolismo.

A manera de ilustración, se toma la reacción de hidrólisis del ATP:



Suponiendo una concentración de 1.0 M, un pH de 7.0 y una temperatura de 30°C, el cambio en la energía libre  $\Delta G$  de la reacción es -8400 cal/mol. El signo negativo en  $\Delta G$  indica que la reacción es espontánea y exotérmica; el caso contrario indicaría que se requiere esa cantidad de energía para llevar a cabo la reacción de manera que sería una reacción endotérmica, y no espontánea.

La reacción exotérmica representada arriba indica que por cada mol de fosfato liberado, 8.4 kcal están disponibles para la

reacción sintética del anabolismo. La figura 3.1 muestra, en forma esquemática, las relaciones energéticas mencionadas para microorganismos heterótrofos.

Como se ha visto, los microorganismos heterótrofos obtienen su energía y carbono de compuestos orgánicos; esto significa que una porción del sustrato es oxidada con fines energéticos mientras que la restante es empleada como la fuente del carbono necesario en la síntesis, al que unido a una serie de otros nutrientes, formarán las nuevas células.

La reacción oxidativa de los microorganismos heterótrofos es realizada mediante una deshidrogenación - pérdida de átomos de hidrógeno - del compuesto. El átomo de hidrógeno contiene un electrón, lo que significa que el compuesto al perderlo ha sido oxidado produciéndose energía.

Los heterótrofos pueden recuperar esta energía en formas diferentes, dependiendo del tipo de microorganismos presentes: la primera es la fosforilación a nivel de sustrato y la segunda es la fosforilación oxidativa.

En fosforilación a nivel de sustrato una porción de la energía liberada durante la reacción de oxidación es usada en la reacción endotérmica de fosforilación del ADP al ATP, de tal forma que la energía se almacena en las ligaduras de los fosfatos.

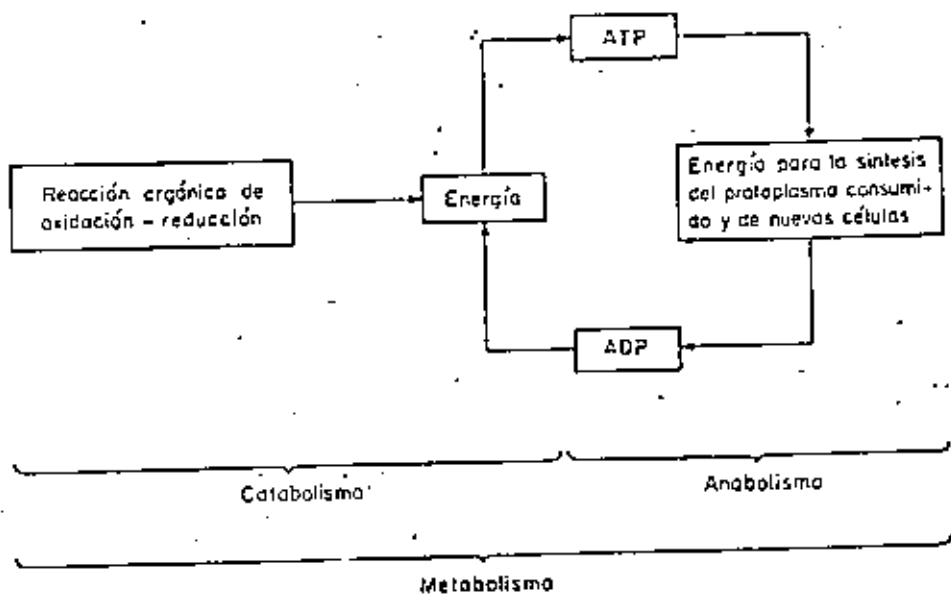


Fig 26.1 Representación esquemática del flujo energético en el metabolismo celular heterótrofo

Por otra parte, en la fosforilación oxidativa los electrones son liberados por un donador de electrones  $[DH_2]$ , que en éste caso es la materia orgánica, y son conducidos a través de un sistema de transporte de electrones hasta llegar a un receptor final de electrones  $[A]$ . Este transporte de electrones se lleva a cabo de tal forma que la gran cantidad de energía producida por la oxidación de la materia orgánica  $DH_2$  es liberada en pequeñas porciones, una a cada paso, que es empleada para llevar la reacción endotérmica del  $ADP$  al  $ATP$ . De este modo, la energía es igualmente almacenada en las ligaduras de los fosfatos.

En las dos formas de recuperación de energía arriba descritas, la coenzima llamada nicotinamida adenina dinucleótida  $[NAD$  como forma oxidada,  $NADH + H$  como forma reducida] es una de las más importantes. Las coenzimas o cofactores pueden ser moléculas orgánicas complejas o simples iones metálicos que funcionan generalmente como transportadores de electrones y de átomos o grupos funcionales específicos transferidos durante las reacciones enzimáticas. En este caso y dependiendo del tipo de microorganismos presentes, se pueden realizar diferentes reacciones para regenerar el  $NAD + H$  empleando como receptor de electrones el mismo sustrato o bien, mediante un transporte de electrones, un receptor externo.

Existen tres caminos para que los microorganismos heterótrofos



obtenen la energía liberada al oxidar la materia orgánica: la fermentación, la respiración aerobia y la respiración anaerobia. En este texto la primera y la última son de interés dadas las características del proceso anaerobio.

En el caso de la fermentación, una parte de la energía liberada durante la oxidación es retenida por el mecanismo de fosforilación a nivel de sustrato. Una característica única de la fermentación es que no es necesario un aceptor externo de electrones y por lo tanto no existe una cadena de transporte de electrones.

El ácido pirúvico ( $\text{CH}_3\text{COCO}_2\text{H}$ ), un compuesto clave dentro del metabolismo de hidratos de carbono, se obtiene por la fermentación de la glucosa. Si existe un aceptor de electrones externo, el ácido pirúvico puede ser convertido por la coenzima A (CoA) en acetil CoA, el cual entra al ciclo de Krebs. Sin embargo, cuando no existe un aceptor externo, el ácido pirúvico puede fermentarse de varias formas de manera de regenerar el NAD, siendo algunos de sus productos principales los ácidos acético, butírico y propiónico.

Con respecto a la respiración anaerobia, ésta se realiza cuando el aceptor de electrones externo no es el oxígeno, sino otro elemento o compuesto inorgánico. Los pasos metabólicos seguidos en la degradación de la materia orgánica son básicamente los mismos en la respiración aerobia y anaerobia con dos dife-

rencias fundamentales: el aceptor final de electrones no es el mismo y la cantidad de ATP producido en la fosforilación oxidativa es mayor en la respiración aerobia que en la anaerobia. Esto último se debe a que el número de moléculas de ATP formadas cuando los electrones pasan a través del sistema de transporte de electrones depende de la diferencia entre los potenciales redox del donador y del aceptor de electrones. El oxígeno generalmente tiene un potencial redox menor que los otros aceptores inorgánicos de electrones, de tal forma que más ATP será liberado en la respiración aerobia.

Lo anteriormente expuesto puede ser resumido en forma esquemática en la figura 3.2.

En esta figura, el sustrato  $\text{DH}_2$  al ser oxidado reduce la coenzima NAD a la forma  $\text{NADH} + \text{H}^+$ . Si por las condiciones del medio no hay aceptor externo de electrones, el sustrato B será reducido por la coenzima a la forma  $\text{BH}_2$ , llevándose a cabo la fermentación y liberando un ATP por cada par de electrones (átomos de hidrógeno) involucrado. Si no existe oxígeno disuelto, el aceptor inorgánico externo podrá ser un nitrato; un sulfato o el dióxido de carbono, en este orden de preferencia de acuerdo a la energía liberada en la reacción global. En esta parte de la cadena, la coenzima reducida  $\text{NADH} + \text{H}^+$  se oxida a su forma original NAD mediante la reducción de la flavoproteína  $\text{FP} - \text{H}_2$ ; posteriormente, si la cadena continúa, el hidrógeno queda en forma iónica ( $\text{H}^+$ ) siendo transportado su elec-

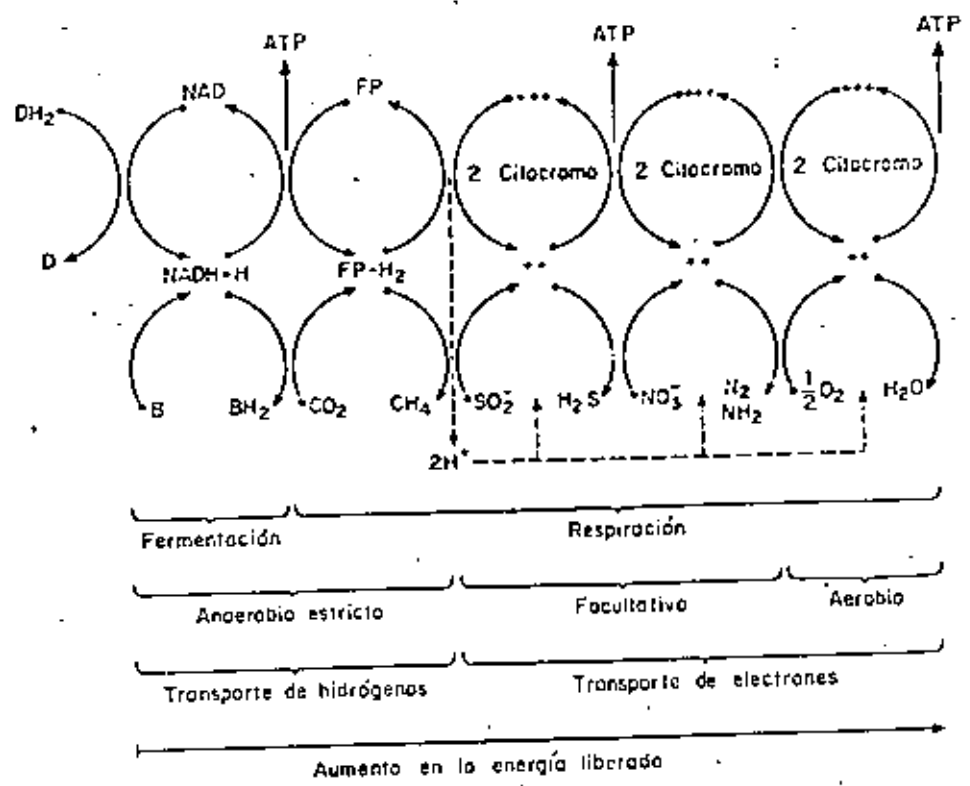
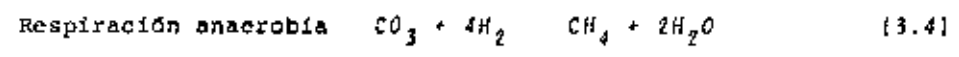
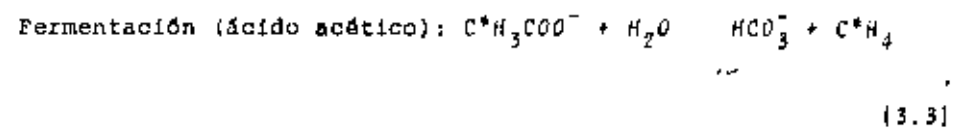


Fig. 3.2 Esquema general de la deshidrogenación del sustrato para la obtención de energía

trón por medio de enzimas citocromo. El hidrógeno iónico se combinará a su vez para formar el compuesto reducido, el cual dependerá del punto al que se haya llegado en la cadena. Finalmente si existe oxígeno disuelto como aceptor final, se llegará a cabo la respiración aerobia. El sistema enzimático citocromo forma propiamente el sistema de transporte de electrones, del que carece la fermentación.

Como se aprecia en la figura 3.2, las bacterias metanogénicas pueden producir metano siguiendo dos mecanismos y utilizando dos diferentes tipos de sustrato. El primero es por medio de la fermentación de compuestos orgánicos simples, principalmente los ácidos volátiles de seis o menos carbonos en su molécula; el segundo es mediante la respiración anaerobia y la reducción del dióxido de carbono:



Se ha investigado (ref 3.2) que en la digestión anaerobia, la mayor parte del metano producido proviene de la fermentación del ácido acético, en primer lugar, y el propiónico en segundo lugar. En la figura 3.3 se puede apreciar las diversas fuentes de metano a partir de la materia orgánica cruda. Otros in

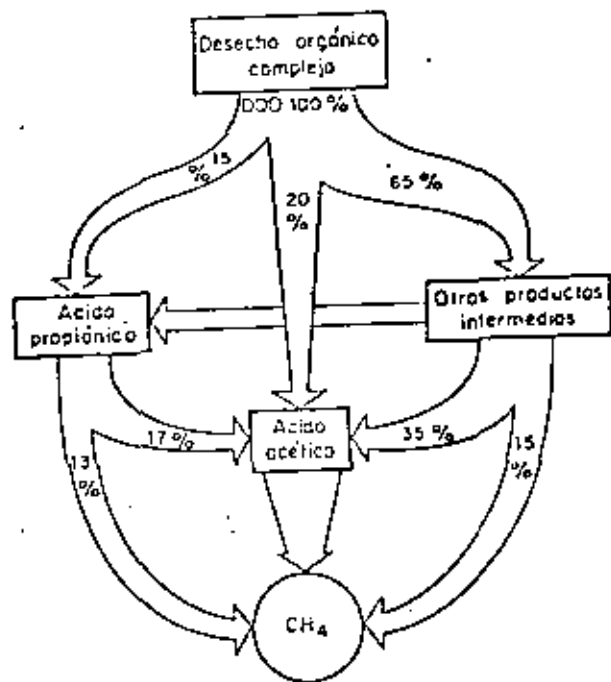


Fig. 3 Formación de metano a partir de un desecho orgánico

investigadores (ref 3.1) establecen que cerca del 70 por ciento del metano producido en el proceso es derivado del radical metilo del ácido acético, como se muestra en la reacción 3.3, mientras que el 30 por ciento restante proviene de la respiración anaerobia, siguiendo la reacción 3.4.

Las bacterias responsables de llevar a cabo la primera parte del proceso - la formación de ácidos volátiles - son relativamente resistentes a algunos cambios del medio y presentan una tasa de crecimiento mucho más alta que las bacterias metanogénicas. Estas últimas, por el contrario, son altamente sensibles a cambios ambientales y constituyen el paso limitante del proceso de digestión anaerobia.

En general y como se ha visto, en el proceso anaerobio la energía disponible para el crecimiento de los microorganismos es limitada por su baja eficiencia en cuanto a producción de ATP. Esto significa que el crecimiento celular será mucho menor en el sistema anaerobio que en el aerobio, lo que constituye una de las principales características del proceso.

En efecto, en el metabolismo anaerobio una parte relativamente pequeña de la energía presente en el sustrato se convierte en nuevas células, dando por resultado que los productos finales del proceso contengan una cantidad de la energía original; esto constituye una de las principales características de este

sistema biológico. En la figura 3.4 se representa lo anterior.

Se observa en la figura 3.4 que el proceso anaerobio produce una cantidad pequeña de crecimiento microbiano y un metabolismo incompleto del sustrato, lo que implica productos finales con alta energía, como en el caso del metano. A pesar de esto, el sustrato se considera estabilizado debido a que el metano es un gas poco soluble que se desprende durante el proceso.

3.2 Requerimientos ambientales y operacionales del proceso anaerobio

Las condiciones del medio tienen una importancia máxima dentro de cualquier sistema biológico. Como se ha visto en el caso del proceso de tratamiento anaerobio, las bacterias son altamente sensibles a cambios en estas condiciones, además de caracterizarse por su lento crecimiento, lo que explica la conocida vulnerabilidad del sistema a variaciones en su medio y en la forma de operarlo.

Los factores ambientales y operacionales con más repercusiones en este tipo de proceso se comentan en esta sección.

3.2.1 pH y alcalinidad

El tratamiento anaerobio puede desarrollarse correctamente dentro de un pequeño rango de variación en el pH, 6.6 a 7.6, con

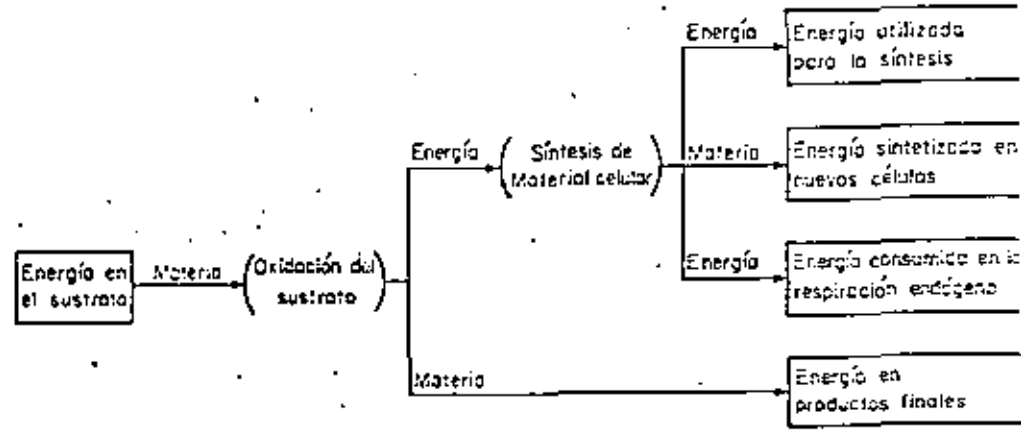


Fig 3.4 <sup>3</sup> Conversión de energía en el metabolismo anaerobio

el óptimo entre 7.0 y 7.2 (ref 3.2). Fuera de este rango, la digestión puede continuar aunque en forma muy ineficiente, pero a un pH menor de 6.2 las bacterias metanogénicas son afectadas seriamente.

Por su parte, una alcalinidad relativamente grande (mayor a 1000 mg/l como  $\text{CaCO}_3$ ) es indispensable para evitar cambios repentinos en el pH, lo que provocaría un desequilibrio en el proceso. Cuando las bacterias metanogénicas son afectadas por alguna causa, los ácidos volátiles producidos en la primera etapa del proceso no serán metabolizados y se acumularán; la alcalinidad en un principio amortiguará, gracias a su capacidad buffer, el cambio en el pH, el cual solo descenderá ligeramente. En este punto, la medición de estos dos parámetros indicará que el proceso está siendo afectado por algún cambio en el influente o en las condiciones de operación, lo que dará cierto tiempo al operador para que lo detecte y corrija.

Con el fin de evitar que se agote la capacidad buffer del sistema, es recomendable aumentar artificialmente la alcalinidad mientras se logra de nuevo el equilibrio; comúnmente se añade hidróxido de calcio, pero su efectividad está limitada hasta alcanzar una alcalinidad entre 500 y 1000 mg/l como  $\text{CaCO}_3$ , y un pH de 6.7 o 6.8; si se continúa adicionando este compuesto después de lograr los valores citados, se formará carbonato de calcio, el cual es insoluble y no contribuirá a aumentar la alcalinidad del sistema. En este caso es más recomendable em-

plear bicarbonato de sodio y alcanzar valores de alcalinidad entre 5000 y 6000 mg/l como  $\text{CaCO}_3$  sin efectos adversos.

Es importante subrayar que el abatimiento en el pH no es una causa directa de la falla del sistema, sino el resultado de un desequilibrio debido a un cambio en la operación del proceso; es esto último el verdadero causante y por lo tanto, lo que debe ser corregido; el control del pH mediante la adición de hidróxido de calcio o bicarbonato de sodio es solo para dar tiempo al operador de efectuar la corrección.

### 3.2.2 Temperatura

Este es un factor ambiental que influye grandemente en la eficiencia del tratamiento anaerobio. Las bacterias metanogénicas tienen una temperatura óptima de  $36^\circ\text{C}$  dentro del rango mesofílico, pero el proceso puede llevarse a cabo a otras temperaturas, aunque menos eficientemente.

En la figura 3.5 (ref 3.3) se puede apreciar el efecto de la temperatura en relación al tiempo de tratamiento, logrando las mismas eficiencias. Como se observa, el rango termofílico es el que requiere menos tiempo, pero los problemas en la práctica hacen que el operar un sistema en este intervalo sea altamente problemático.

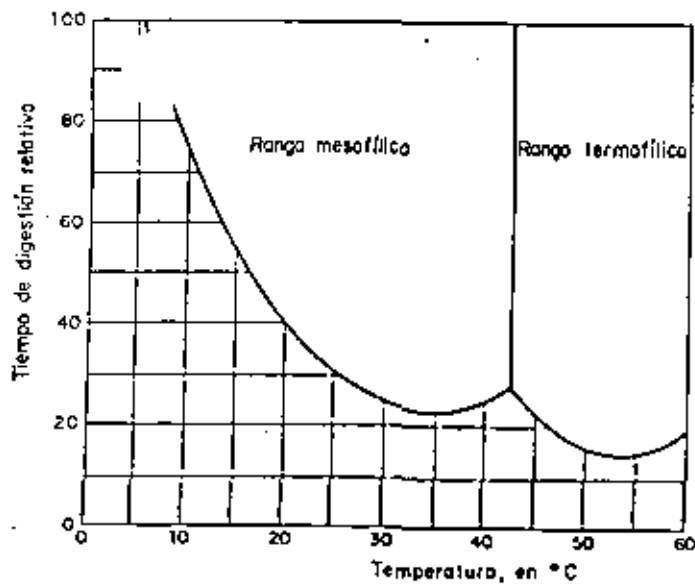
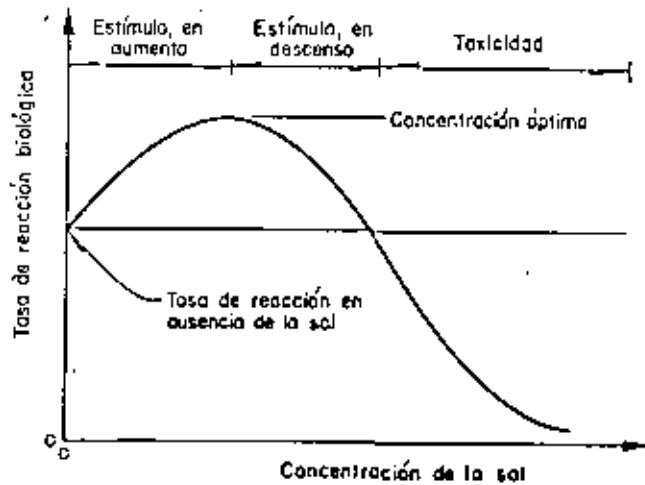


Fig Efecto de la temperatura en el tiempo de retención celular, con eficiencia de remoción constante

Dentro del rango mesofílico se pueden lograr eficiencias relativamente aceptables trabajando el proceso a temperatura ambiente, sobre todo en climas cálidos. El calentamiento del reactor para llevarlo a temperaturas óptimas requiere de equipo que hace el sistema más costoso y difícil de operar; una alternativa puede ser el trabajar a temperatura ambiente y evitar cualquier cambio brusco en este parámetro, ya que esto último sería mucho más perjudicial al sistema que el hecho de mantenerlo a una temperatura no óptima.

### 3.2.3 Relación carbono-nitrógeno (C/N)

Para llevar a cabo su metabolismo, las bacterias anaerobias requieren aproximadamente 30 veces más carbono que nitrógeno; el carbono se presenta principalmente como carbohidratos, y como se ha visto, la célula extrae de este tipo de compuestos energía por medio de las reacciones de oxidación. La síntesis por su parte requiere de esa energía para formar los diversos compuestos del protoplasma celular, el cual contiene, además de los elementos carbono, hidrógeno y oxígeno, los llamados nutrientes (nitrógeno, fósforo, azufre, hierro, etc) siendo requerido el primero en mayor grado. Finalmente, otra importante cantidad del carbono presente en el sustrato es empleada para formar los productos gaseosos finales del proceso, metano ( $CH_4$ ) y dióxido de carbono ( $CO_2$ ).



Efecto general de sales y otros compuestos en las reacciones biológicas

Entre todos los elementos citados, el carbono y el nitrógeno relacionados entre sí pueden dar una idea del grado potencial de biodegradabilidad de un sustrato. La relación C/N considerada ideal es 30; si la relación C/N es muy superior a este valor, por ejemplo 60, la estabilización del sustrato será muy incompleta debido a la falta de nitrógeno; por otra parte, si la relación es baja, menor que 10, se formará gran cantidad del ión amonio ( $\text{NH}_4^+$ ), el cual puede ser tóxico a ciertas concentraciones. El nitrógeno en exceso escapará en forma de amoníaco  $\text{NH}_3$  o  $\text{N}_2$  dependiendo de los compuestos nitrogenados originales y del pH, lo que significaría una baja en el porcentaje de metano presente en el gas producido y una pérdida en la calidad fertilizante del lodo digerido.

En caso de que el sustrato a tratar cuente con una relación C/N muy alejada de la óptima, es conveniente adicionarle compuestos que suplan la deficiencia de carbono o nitrógeno, según el caso. Como regla general puede decirse que los desechos animales o domésticos tienen una relación C/N relativamente baja (alto contenido de nitrógeno) mientras que los desechos vegetales la tienen superior a la óptima (alto contenido de carbono).

#### 3.2.4 Sustancias tóxicas

Los compuestos tóxicos son especialmente problemáticos en la digestión anaerobia. Si estos llegan a presentarse aún en concentraciones pequeñas, los microorganismos metanogénicos serán los

primeros en resentirlo y, por lo mismo, el sistema se encontrará fuera de equilibrio. Hay muchas sustancias orgánicas o inorgánicas que pueden ser inhibitorias o tóxicas, dependiendo de la concentración en que se encuentren, pero en general los efectos causados por un gran número de sustancias en los sistemas biológicos pueden ser desde benéficos hasta tóxicos. En la figura 3.6 (ref 3.2) se representa esta propiedad: A concentraciones muy pequeñas de la sustancia (unas fracciones de mg/l para metales pesados y algunos cientos de mg/l para sales de sodio y calcio), la actividad biológica se ve favorecida hasta cierto punto, a partir del cual el efecto estimulante empieza a decrecer. El compuesto es considerado tóxico cuando la tasa de reacción biológica es menor a la lograda en ausencia de la sustancia, aumentando este efecto con la concentración hasta que la actividad biológica es prácticamente nula.

Un ejemplo de este efecto es la concentración de algunos cationes alcalinos y alcalinotérreos, como se puede observar en la tabla 3.1 (ref 3.2).

Cuando se encuentran combinaciones de estos cationes los efectos son más complejos dado que algunos cationes pueden actuar en forma antagónica, disminuyendo la toxicidad, o sinérgica, aumentándola.

TABLA 3.1. CONCENTRACIONES ESTIMULANTES E INHIBITORIAS DE ALGUNOS CATIONES ALCALINOS Y ALCALINOTERREOS

CATION	ESTIMULANTE	MODERADAMENTE INHIBITORIO	FUERTEMENTE INHIBITORIO
Sodio	100 - 200	3500 - 5500	8000
Potasio	200 - 400	2500 - 4500	12000
Calcio	100 - 200	2500 - 4500	8000
Magnesio	75 - 150	1000 - 1500	3000

Concentraciones en mg/l

El amoníaco, un compuesto formado en el tratamiento anaerobio de desechos con alto grado de proteínas o urea, puede ser tóxico si está presente en concentraciones importantes, del orden de 2000 mg/l. Por abajo de 1000 mg/l no existen efectos inhibitorios, e inclusive entre 50 y 200 mg/l se considera como benéfico. Es importante subrayar que el amoníaco es tóxico a menores concentraciones que el ión amonio, y dado el pH neutro del proceso, es más factible encontrarlo en esta última forma.

Los sulfuros son importantes en el tratamiento anaerobio por su facilidad de formar compuestos insolubles con los metales pesados, de manera de eliminar la toxicidad de estos elementos.

La fuente interna de sulfuros es la reacción de reducción de los sulfatos y otros compuestos inorgánicos con contenidos de azufre por medio de las bacterias facultativas conocidas como *desulfobrio*, función que constituye una defensa del sistema contra la toxicidad de los metales pesados por lo antes dicho. En el reactor anaerobio los sulfuros pueden estar distribuidos en forma insoluble, soluble y gaseosa, dependiendo del pH principalmente; el sulfuro en forma soluble es altamente tóxico si se encuentra en concentraciones mayores a los 200 mg/l.

Los metales pesados han sido responsables de muchas fallas en digestores anaerobios municipales, debido a que aún pequeñas concentraciones de sales metálicas en forma soluble son altamente tóxicas. Sales de cobre, zinc y níquel son consideradas como las de más alta toxicidad; plomo, aluminio, cromo hexavalente y fierro son otros elementos metálicos que en forma iónica son perjudiciales al proceso. Sin embargo, como ya se ha visto, concentraciones relativamente altas pueden ser soportadas por el digestor si la concentración de sulfuros solubles es suficiente como para precipitar los metales pesados en forma de compuestos insolubles.

### 3.2.5 Tiempo de retención de sólidos (TRS)

El tiempo de retención de sólidos o celular es una de las condiciones de operación más importantes de tener en cuenta al mo



mento de efectuar el diseño del reactor. Según se ha explicado, el crecimiento de las bacterias metanogénicas es muy lento; esto implica que si se reduce el tiempo de retención del sistema, un porcentaje mayor de células activas será removido en el efluente, pudiendo llegar al punto en el que la tasa de crecimiento bacteriano sea menor a la tasa en que se evacúan las células, lo que significaría no contar con masa activa dentro del reactor.

Los microorganismos anaerobios propios del sistema se reproducen con una rapidez de tres a cinco días a 36°C (ref 3.2) siendo común diseñar con un factor de seguridad del orden de 4, lo cual da por resultado los valores de TRS típicos del tratamiento anaerobio, entre 10 y 25 días.

La ventaja de tener un TRS grande es contar dentro del reactor con una concentración importante de masa activa, y consecuentemente con una mejor eficiencia en el proceso. Esta ventaja se ve limitada en la práctica por el mayor volumen requerido en el reactor mientras mayor sea el TRS; sin embargo, existen ciertas variantes dentro del conjunto de sistemas de tratamiento anaerobio que resuelven este problema en una buena parte, tal como se verá en la siguiente sección.

Como ya se hizo notar en el inciso 3.2.2, la temperatura de operación tiene un efecto directo sobre el TRS, observándose esto

claramente en la figura 3.5. Una vez que se fija el tiempo de retención en un reactor, una forma de aumentar su eficiencia es mediante el incremento de la temperatura de operación y recíprocamente.

### 3.2.6 Mezclado

El principal objetivo del mezclado dentro de un reactor es homogeneizar el contenido y así lograr mejores condiciones para el desarrollo del proceso. Al agitar un reactor, la alta concentración de materia orgánica o sustrato en el influente se distribuye rápidamente en el medio favoreciendo el contacto entre los microorganismos y su fuente de energía; esto disminuye además el peligro de sobrecargas en el sistema, ya que si se llegan a presentar serían rápidamente diluidas dentro del reactor, ocurriendo lo mismo con las sustancias tóxicas que de otra forma causarían daños considerables en el equilibrio biológico. Para una agitación correcta es necesario que el contenido de sólidos en el reactor sea inferior al 6% (ref 3.4).

Otra ventaja del mezclado es la de evitar la acumulación de sólidos dentro del reactor, problema importante si el desecho a tratar cuenta con un alto contenido de sólidos suspendidos, como es el caso de la digestión.

La concentración de sólidos en el fondo del reactor, provoca la pérdida de un cierto porcentaje en el volumen útil del sistema

y, al igual que en el caso de las natas, altas concentraciones de ácidos volátiles y otros compuestos intermedios del metabolismo anaerobio, situación que no es favorable para las bacterias metanogénicas.

Las natas, otro resultado de la estratificación en el reactor, se forman por partículas de diversos tamaños y de menor densidad que el medio de reacción. Las pequeñas burbujas de gas producido, en su camino hacia la superficie, arrastran estos materiales provocando su acumulación en la parte superior del tanque, llegando a formar una capa lo suficientemente espesa como para impedir el escape libre del gas, lo que causa problemas de presiones internas elevadas.

Aunque no se ha demostrado experimentalmente, se considera que una ventaja adicional de la agitación es la solubilización de los sólidos suspendidos para que puedan ser aprovechados por los microorganismos. Como se mencionó anteriormente (secc. 3.1) la etapa limitante en la digestión de los sólidos es la hidrolización la cual se verá favorecida por la energía del mezclado.

A pesar de las innegables ventajas de la agitación, su alto costo en equipo y energía ha obligado a diseñar gran número de sistemas de tratamiento anaerobio sin mezclado, provocando una sensible baja en la eficiencia del proceso.

### 3.2.7 Carga orgánica

El conjunto de sistemas de tratamiento anaerobio es muy versátil en cuanto a la concentración de materia orgánica capaz de recibir; existen variantes que pueden tratar cargas orgánicas superiores a 50 000 mg/l como DBO<sub>5</sub> y otras que su eficiencia es aceptable aún a bajas cargas.

La carga orgánica recomendable para la mejor eficiencia del proceso dependerá del sistema anaerobio de que se trate; sin embargo, cuando el desecho contiene concentraciones muy elevadas de sólidos suspendidos, superiores al 8%, la falta de agua interfiere con la hidrolización de los sólidos y con el correcto funcionamiento de los microorganismos, por lo que es necesario introducir agua para abatir esa concentración. Por otra parte, si el desecho es en su mayor parte soluble, una muy elevada concentración de materia orgánica no provocará problemas en el tratamiento anaerobio, por el contrario, es prácticamente el sistema más apropiado para tratarlo.

A pesar de que va implícito en el nombre del tratamiento, es necesario subrayar la importancia de mantener las condiciones anaerobias en el reactor, pues las bacterias metanogénicas son estrictas en cuanto al oxígeno disuelto en el medio; pequeñas cantidades de este elemento pueden afectarlas considerablemente, provocando el desequilibrio del proceso.

Es necesario cumplir toda esta serie de requerimientos ambientales y operacionales si se desea obtener una eficiencia aceptable en el tratamiento anaerobio. Sin embargo mediante una progresiva aclimatación de los microorganismos, se puede lograr un sistema adaptado a ciertas características del desecho o de la operación que no necesariamente cumpla con todos los requerimientos enlistados, dentro de ciertos límites. Es importante repetir que las fallas en este tipo de tratamiento son causadas principalmente por la variación repentina en las condiciones del medio y de operación, no permitiéndole lograr su adaptación y provocando su desequilibrio.

### 3.3 Sistemas de Tratamiento Anaerobio

Del conjunto de los principales sistemas de tratamiento anaerobio presentados brevemente a continuación, el más estudiado y generalizado hasta fecha reciente es el que lleva a cabo la digestión de lodos de plantas de tratamiento. Los avances en la tecnología propia del proceso han generado alternativas de tratamiento para una gran cantidad de desechos domésticos, industriales y agrícolas.

La selección del sistema más adecuado dependerá de las características generales del residuo tales como cantidad, composición, contenido de sólidos, temperatura, etc. los sistemas, a su vez, diferirán en complejidad y eficiencia.

#### 3.3.1 Digestión anaerobia

Cuando el porcentaje de sólidos en el desecho a tratar es elevado, mayor al uno por ciento, y de éste una fracción importante es suspendida, la hidrólisis será una función fundamental en el proceso. Cuando esto sucede, se puede considerar que se trata de una digestión, es decir, de una destrucción de sólidos.

El anterior es el caso de los llamados lodos de desecho municipales y de los residuos agrícolas y ganaderos en general. Para su tratamiento existen diversos sistemas, con diferentes requerimientos de capital, equipo, energía y cuidado en la operación; igualmente las eficiencias son muy variadas.

##### 3.3.1.1 Fosa séptica

Aunque posiblemente no sea totalmente anaerobio, esta variante se puede considerar como el más antiguo y simple de los sistemas de tratamiento anaerobio. Su utilización se ha limitado a tratar los desechos domésticos de casas aisladas.

El drenaje conduce los residuos al tanque o reactor, donde los sólidos se sedimentan y son metabolizados anaerobicamente. El sobrenadante, parcialmente estabilizado, es evacuado y los gases que se producen son liberados en la atmósfera; los sólidos

digeridos deben de ser retirados periódicamente.

La eficiencia de una fosa séptica es muy pequeña y cuando no se tiene el cuidado de remover los sólidos acumulados, cae aún más. Pese a sus grandes desventajas, constituye una alternativa de tratamiento parcial muy económica destinada a zonas rurales.

### 3.3.1.2 Tanque imhoff

El tanque imhoff es un diseño más elaborado que la fosa séptica. Su eficiencia aumenta debido a que cuenta con dos compartimientos, uno de sedimentación y otro de digestión (fig 3.7), combinación que soluciona el problema de flotación de lodos causado por las burbujas de gas al elevarse.

En el tanque imhoff, los sólidos que se sedimentan se deslizan al compartimiento de digestión sobre el falso fondo, muy inclinado; los gases y las natas producidas durante el proceso se dirigen hacia los canales laterales, donde se evacúan; los lodos una vez digeridos se extraen por gravedad o por presión hidrostática.

Este diseño es particularmente costoso, por lo que a pesar de contar con una relativa buena eficiencia, su empleo es muy limitado.

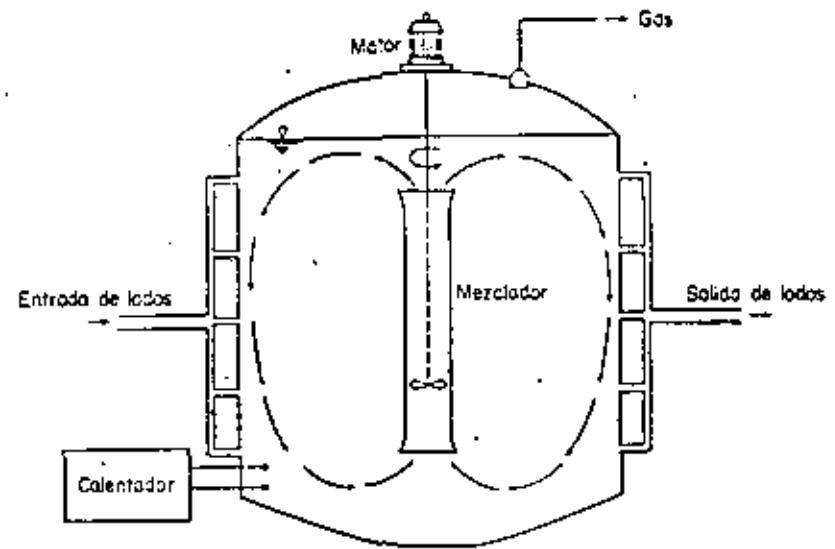


Fig Digestor aerobio de alta eficiencia

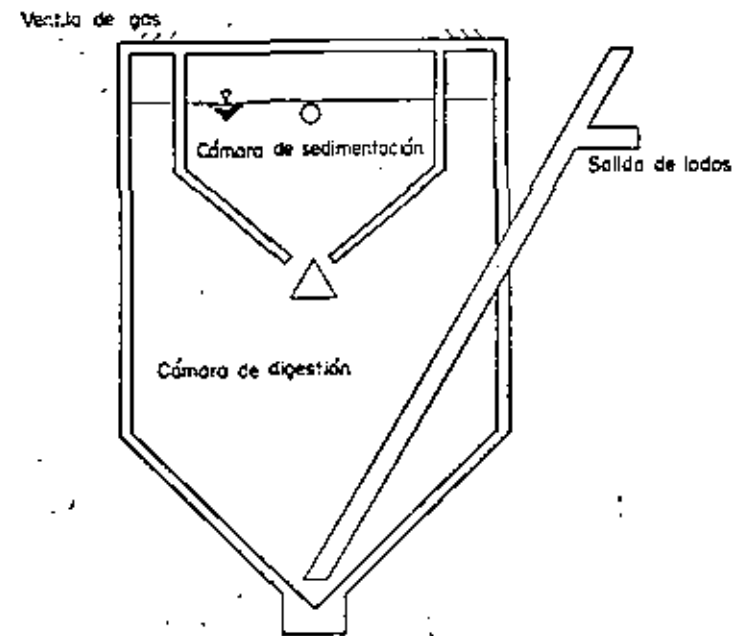


Fig Tanque Imhoff

3.3.1.3 Digestor convencional

El digestor convencional es el siguiente diseño del conjunto. En un solo reactor se lleva a cabo la estabilización y la separación de sólidos de manera que el contenido se estratifica en capas bien características y muy diferentes entre sí. En la figura 3.8 se muestra el esquema de un digestor de este tipo: El influente entra al digestor a la altura de la capa activa; los sólidos estabilizados se sedimentan en el fondo del digestor para posteriormente evacuarse; el sobrenadante está constituido por la fase acuosa estabilizada y las natas las forman materiales poco densos y espuma. Una mejora propia de este diseño en comparación con los dos anteriores es que en este caso el gas producido es recolectado dándole un uso posterior.

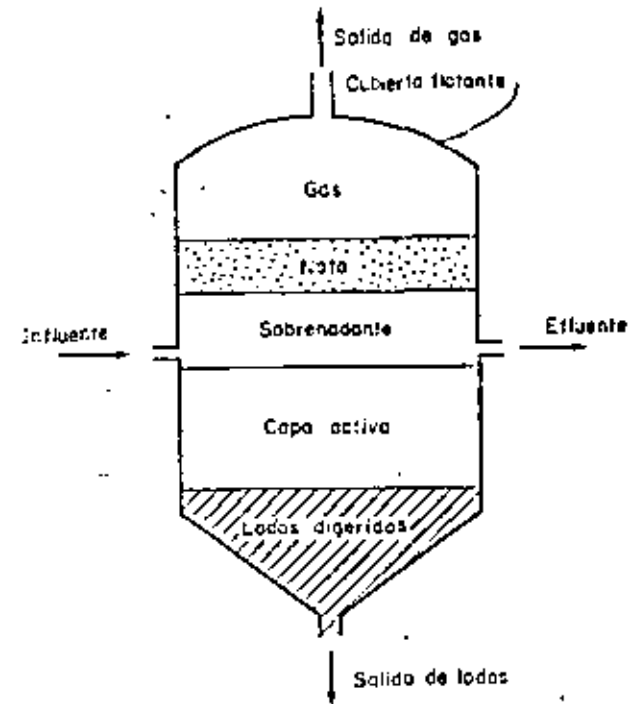


Fig. 3.8. Esquema de un proceso de digestión anaerobia de baja eficiencia o Standard-rate

Las principales desventajas de esta variante son el volumen importante del reactor debido a los largos tiempos de retención, las relativamente bajas cargas orgánicas (5000 a 10000 mg/l como  $DBO_5$ ) que puede soportar y la formación de zonas muertas ya que sólo aproximadamente un tercio del volumen total es utilizado en la digestión propiamente dicha. Su eficiencia es aceptable sólo a tiempos de retención mayores de 20 días, lo que implica un reactor de tamaño considerable.

Es este precisamente, a grandes rasgos, el tipo de tratamiento anaerobio más comúnmente utilizado para tratar los desechos

agrícolas; los diversos diseños empleados actualmente se describen con más detalle en la sección 3.4.

#### 3.3.1.4 Digestor de alta eficiencia

Con el fin de eliminar las desventajas propias del sistema anterior, se creó una nueva variante de digestor, el llamado de alta eficiencia. La característica principal y la que lo hace totalmente diferentes a los reactores hasta el momento descritos, es la agitación del medio (fig 3.9).

Como se mencionó en el inciso 3.2.6 referente al mezclado, se obtienen importantes ventajas al agitar el reactor, todas tendientes a mejorar la eficiencia y facilitar la operación del sistema. El principal inconveniente en este caso es el costo del equipo y de la energía requerida para suministrar el mezclado. Generalmente este tipo de digestor está calentado para mantenerlo en o cerca de los 36°C, la temperatura óptima del proceso anaerobio.

Debido a su mezclado, este tipo de digestores tiene un efluente con alto contenido de sólidos, ya que la sedimentación no se lleva a cabo. Para solucionar esto se desarrolló el siguiente sistema.

#### 3.3.1.5 Digestor de alta eficiencia con separación de sólidos

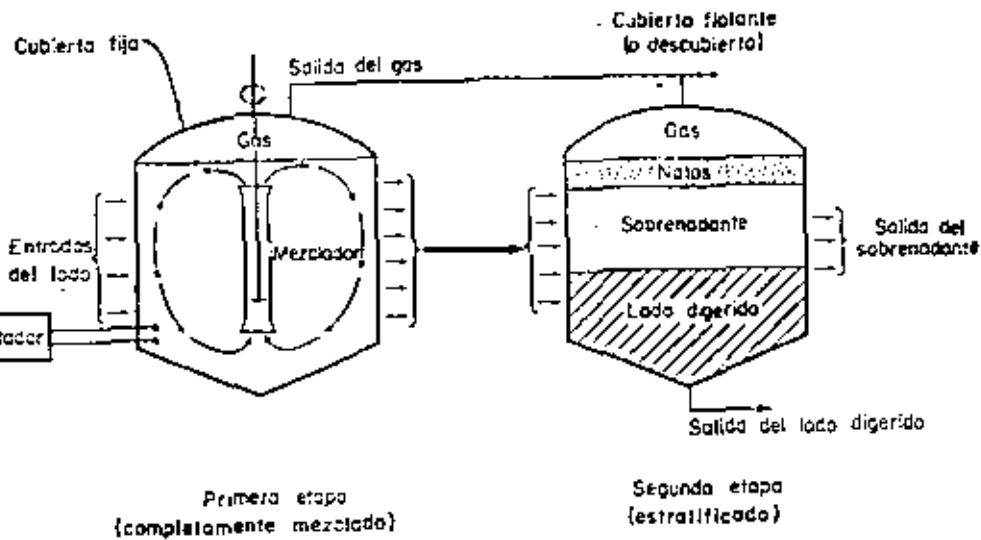
En este diseño se aprovechan las ventajas de los digestores de alta eficiencia y convencional, dando por resultado un sistema que simplifica el problema de la disposición de los lodos digeridos y del sobrenadante.

En la figura 3.10 se representa lo anterior: El desecho entra en el digestor agitado, dentro del cual se lleva a cabo la casi totalidad de la estabilización de la materia orgánica con la consecuente liberación y captación del gas; en el siguiente tanque se realiza la sedimentación del desecho tratado, siendo aquí la actividad biológica prácticamente nula; el sobrenadante de relativamente buena calidad se evacúa por la parte superior del tanque, mientras que los lodos son desalojados por la parte inferior, ya espesados a cierto grado para facilitar su manejo y disposición final.

Naturalmente que el costo de este diseño es elevado, pero sus ventajas lo hacen muy conveniente si se cuenta con un flujo de desecho continuo y de alta carga orgánica como es el caso de los lodos producidos en las plantas de lodos activados.

#### 3.3.2 Tratamiento anaerobio de residuos líquidos

Para tratar desechos con bajos porcentajes de sólidos, menores al 0.5 por ciento, se han desarrollado sistemas adecuados a es



3.10

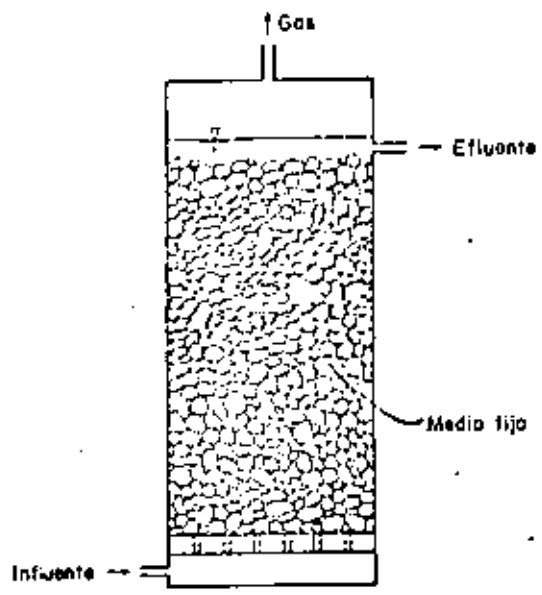
Fig 6-6 Esquema de un proceso de digestión anaerobia de alta eficiencia o High-rate. ¿Qué es un reactor de alta eficiencia?

ta característica. Su principio, independientemente del contenido de materia orgánica soluble presente, es el de aumentar el tiempo de retención celular a valores sustancialmente mayores que el tiempo de retención hidráulico del sistema. Para ello se emplea la recirculación y el medio fijo.

### 3.3.2.1 Tratamiento por contacto anaerobio (recirculación)

Este sistema consta de un reactor completamente mezclado donde el influente es recibido para su tratamiento y de un sedimentador para efectuar la separación de sólidos deseada. En la figura 3.11 se representa un proceso de contacto anaerobio: El influente mezclado con la recirculación de lodos entra en el reactor donde es estabilizado; el gas producto de esta función se recolecta por la parte superior y el efluente es desalojado hacia el sedimentador, para obtener así el agua tratada.

La parte problemática en este tipo de sistemas es el lograr la correcta separación de los sólidos en la unidad de sedimentación. En efecto, es necesario operar el sedimentador a una alta eficiencia con el fin de recircular los sólidos en altas concentraciones, logrando así los tiempos de retención de sólidos buscados y sin incrementar demasiado el volumen del reactor. Sin embargo, los lodos producidos en los procesos anaerobios se caracterizan por su difícil sedimentación, debido a las burbujas de gas que causan la flotación de los flocos. Por lo tanto, si se desea una correcta operación en la unidad,



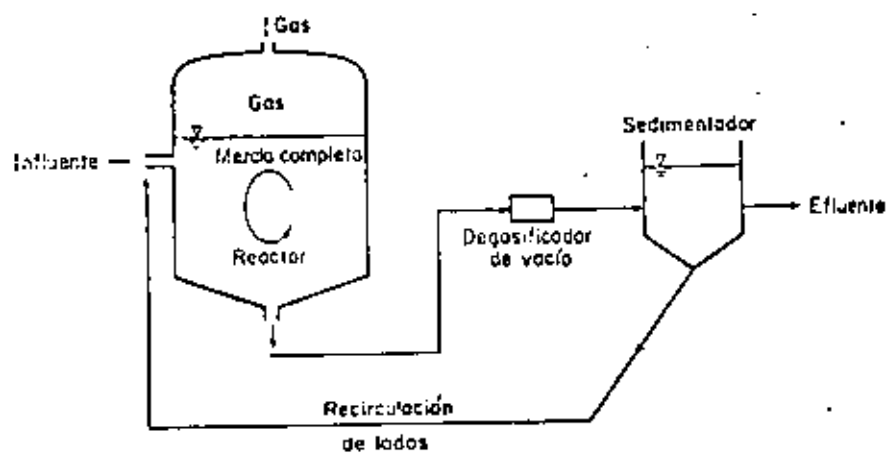
3.12 Fig Filtro anaerobio

es necesario instalar un dispositivo que mejora la sedimentabilidad de los lodos. Comúnmente se utiliza un degasificador por vacío, unidad de buena eficiencia pero alto costo.

Este proceso ha sido instalado para tratar una larga serie de desechos, principalmente de la industria alimenticia.

### 3.3.2.2 Filtro anaerobio

Otra alternativa para tratar desechos orgánicos principalmente en forma soluble, es el filtro anaerobio. Esta variante elimina el problema del sistema anterior, el cual consiste en lograr un alto contenido de sólidos en la recirculación.



3.11 Fig Tratamiento por contacto anaerobio

El filtro anaerobio está basado en la tendencia que tienen los microorganismos para fijarse sobre un medio inerte sin disminuir su actividad metabólica. Si se provee a las bacterias anaerobias de este tipo de medio, la población activa no será evacuada en el efluente del reactor, logrando así muy altos tiempos de retención de sólidos.

Básicamente el filtro anaerobio (fig 3.12) está formado por una columna en donde se introduce el material inerte: rocas de 2 a 3 cm de diámetro, formas de plástico, etc. La operación de alimentación se realiza por la parte inferior, y la evacuación por la parte superior, con el fin de mantener el me



dio totalmente sumergido dentro del desecho en tratamiento.

Las ventajas propias de este sistema son:

- a) Desechos solubles con muy diversas concentraciones de materia orgánica pueden ser tratadas eficientemente.
- b) Al mantener la masa activa dentro del reactor, se pueden lograr tiempos de retención de sólidos muy grandes sin necesidad de recirculación ni volúmenes importantes.
- c) Por la misma razón anterior, es posible operar el sistema a temperaturas inferiores a la óptima con una buena eficiencia.
- d) La concentración de sólidos suspendidos en el efluente es muy reducida.
- e) Los requerimientos de equipo y energía son muy limitados.

Las desventajas de esta variante son provocadas por la posible obstrucción de los conductores interiores y por las canalizaciones resultantes, lo que abatiría en diversos grados la eficiencia de la unidad, ya que el retrolavado no se considera factible debido al tamaño del reactor. Para solucionar esto se investiga en la actualidad una variante del filtro anaerobio con-

sistente en un medio inerte de pequeño peso y volumen; el influente entraría con cierta fuerza hidráulica que provocaría la suspensión del medio, eliminando las posibles obstrucciones.



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

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

**Reducción y Precipitación Del Cromo**

**DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ**

**OCTUBRE, 1981.**

REDUCCION Y PRECIPITACION DEL CROMO

Dr. Ubaldo Montaña Domínguez\*

CONTENIDO

	No. P.
1. Introducción	1
2. Tratamiento con sulfato ferroso y cal	1
3. Reducción con dióxido de azufre	2
4. Reducción con metabisulfito de sodio	4
5. Control de la reacción en-red	5
6. Tratamiento discontinuo	6
7. Tratamiento continuo	7
8. Ejemplo	8
9. Determinación de cromo hexavalente	9
10. Figuras	12
11. Bibliografía	15

REDUCCION Y PRECIPITACION DEL CROMO

1 Introducción.-

El cromo se encuentra como desecho de las industrias de cromado y proviene sobre todo del proceso de enjuague de los baños de ácido crómico y de los de anodización. En estos baños se encuentra  $CrO_3$  y  $H_2SO_4$ , o bien  $Na_2Cr_2O_7$ ,  $Zn_2O$  y  $H_2SO_4$ , en soluciones de pH 3.0 y concentraciones de cromo hexavalente de unas 20000 ppm; la acidez de las aguas de desecho es proporcional a la concentración del cromo presente.

El cromo se presenta también como desecho en la industria del acero, en donde se usa para fabricar planchas de blindaje y acero inoxidable.

2 Tratamiento con sulfato ferroso y cal.-

El sulfato ferroso reacciona con el cromo hexavalente, oxidándose a sulfato férrico; al reducir el cromo al estado trivalente en caso que no presente  $CrO_3$ , se efectúan las siguientes reacciones



La reacción ocurre rápidamente a pH 3; en consecuencia, es necesario el control del pH mediante la adición de ácido.

La precipitación del  $Cr_2(SO_4)_3$ , se efectúa mediante la adición de cal

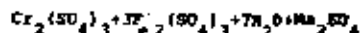


La cal reacciona también con el sulfato férrico de la reacción 2 para producir hidróxido férrico que se sedimenta

\* Profesor-investigador, Facultad de Ingeniería, UNAM.



Cuando se encuentra presente  $Na_2Cr_2O_7 \cdot 7H_2O$ , el sulfato ferroso reacciona de acuerdo con la ecuación:



y después se precipitan el sulfato cromooso y el sulfato férrico mediante la adición de cal, según las reacciones 3 y 4.

Las cantidades teóricas de reactivos necesarias para reducir y precipitar 1 ppm de Cr son:

Reactivo	ppm
$FeSO_4 \cdot 7H_2O$	15.01
$H_2SO_4$	6.01
Cal (90%)	9.48

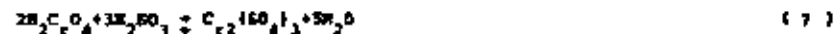
Las cantidades de lodos producidos son:

Lodo	ppm	por cada ppm de
$Fe(OH)_3$	0.38	$FeSO_4 \cdot 7H_2O$
$Cr(OH)_3$	1.98	Cr

Se ha observado que para obtener una reacción completa del cromo, es necesario agregar una dosis excesiva de sulfato ferroso igual a 2 o 3 veces la dosis teórica.

### 3 Reducción con dióxido de azufre.-

La disolución de  $SO_2$  en agua produce ácido sulfuroso, el cual reacciona con el ácido crómico para producir sulfato dicrómico.



La extensión de la disociación del ácido sulfuroso se representa en la ecuación:

$$1.72 \times 10^{-2} = \frac{(H^+)(HSO_3^-)}{(H_2SO_3)} \quad (8)$$

de manera que a  $pH > 4.0$  existe sólo el 1% del radical sulfito como  $H_2SO_3$ , y la reacción procede muy lentamente.

A  $pH < 2$  la reacción es prácticamente instantánea y está de acuerdo con los requerimientos teóricos pero, dependiendo del pH, variará la basicidad de la cal de cromo producida; por ejemplo, a pH 1 se formará  $4Cr_4(OH)_6(SO_4)_3$  y a pH 5,  $Cr(OH)_3$  en lugar de  $Cr_2(SO_4)_3$ . Los tiempos necesarios para completar la reacción, hasta un 99%, de acuerdo con Chamberlain y Day, son como sigue:

pH	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0
min	0.1	0.5	5.0	30.0	60.0	200.0

La precipitación del  $Cr_2(SO_4)_3$  se afecta mediante la adición de cal, de acuerdo con la reacción 3.

Las cantidades teóricas para reducir y precipitar 1 ppm de cromo son de 1.85 ppm de  $SO_2$  y 2.38 ppm de cal (90%).

El oxígeno presente en las aguas de enjuague, consume ácido sulfuroso para formar ácido sulfúrico; por lo tanto, se requiere agregar un exceso de  $SO_2$  para satisfacer esta demanda. Una dosis de 35 ppm es generalmente suficiente para reducir el  $Cr^{6+}$  y el oxígeno presente.

A niveles de  $pH > 3$ , se produce sulfato básico de cromo en la reacción, y disminuye la cantidad necesaria de cal para la neutralización subsiguiente, mientras que a pH de 8.0 a 9.9 la solubilidad del  $Cr(OH)_3$  es prácticamente nula. Los lodos producidos se compactan a 7 o 2% en peso.

Los incrementos de ácido necesario para la reducción del  $\text{Cr}^{6+}$  dependen de la acción de los desechos originales y del pH de la reacción de óxido-reducción. Normalmente, la determinación teórica de la cantidad de ácido requerido es muy difícil, por lo cual usualmente se recurre a titular con ácido estandarizado en un pH deseado.

#### 4 Reducción con metabisulfito de sodio.-

Al agregarse al agua, el metabisulfito de sodio se hidroliza para formar bisulfito de sodio:



El bisulfito de sodio se disocia y reacciona con el agua para formar ácido sulfuroso y sosa cáustica



Como la reacción 7 de reducción del cromo con ácido sulfuroso depende del pH de la solución será necesario neutralizar, previamente a la iniciación del proceso de reducción, la sosa cáustica que se formó en la reacción 10.

La reacción total del  $\text{H}_2\text{CrO}_4$  con el bisulfito de sodio es



Como en el caso de reducción con  $\text{SO}_2$ , la rapidez de la reacción depende del pH y la temperatura; se producen sales crómicas de distinta basicidad según el pH de la solución.

La precipitación del  $\text{Cr}_2(\text{SO}_4)_3$  se realiza como en los casos anteriores.

Las cantidades teóricas de reactivos necesarios para reducir y precipitar una ppm de Cr son:

2.81 ppm de  $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$  (97.5%), 1.52 ppm  $\text{H}_2\text{SO}_4$ , 2.38 ppm de cal (90%).

#### 5 Control de la reacción de óxido-reducción.-

Va que la reducción del cromo se efectúa según una ecuación de óxido-reducción, el proceso se puede controlar mediante la medición del potencial de óxido-reducción al progresar la reacción. El punto en el cual el cromo se encuentra completamente reducido puede ser observado experimentalmente en curvas semejantes a las presentadas en las figs 1 y 2. Debido a que las aguas de desecho pueden contener otros metales además del cromo, el potencial de óxido-reducción en el punto de equivalencia obtenido experimentalmente, no coincidirá con el potencial teórico correspondiente a la reducción del cromo. Por ejemplo, para el sistema cromo-sulfato de hierro a pH2, el potencial teórico es 0.581 volt, contra valores experimentales de 0.537 volt para el mismo sistema; al usar un exceso de agente reductor del 10%, el potencial teórico es 0.529 volt contra un valor experimental de 0.495 volt.

En la fig 3 se muestran los aparatos usados para la determinación en el laboratorio del potencial de óxido-reducción del punto de equivalencia en la reducción del cromo, para lo cual:

- Se toma un litro de muestra y se agrega  $\text{H}_2\text{SO}_4$  (0.1N) hasta pH 0.1, o hasta el pH al cual se quiere efectuar la reacción.
- Se determina el contenido de  $\text{Cr}^{6+}$
- Usando  $\text{H}_2$  (gas), se purga el oxígeno presente en la muestra, y se calcula la cantidad de agente reductor necesario para reducir todo el  $\text{Cr}^{6+}$  presente.
- Se agrega agente reductor en incrementos de 1, 5, 10, 50, 90, 95, 99, 101 y 110% del total calculado para la reducción. Después de cada incremento, se determina el  $\text{Cr}^{6+}$  presente y se mide el potencial de óxido-reducción, cuidando de mantener el pH del experimento.
- Se agrega cal hasta elevar el pH a 8.5
- Se floccula por 10 minutos

- Se pesa la muestra a una probeta de un litro y se dibuja una curva de rapidez de sedimentación de lodos para un periodo de una hora.
- Se deja la muestra reposar durante la noche y se mide el nivel final de los lodos.
- Se mide el total de lodos producidos en gramos/litro y se determina su concentración como porcentaje en peso.

#### 5 Tratamiento discontinuo.-

Este tipo de tratamiento se usa en plantas de cromado con volúmenes diarios de aguas de desecho menores de 115,000 lt. Se necesitan dos tanques de tratamiento, cada uno con capacidad igual al volumen de desechos producidos en un día. Mientras en uno de los tanques se efectúa el tratamiento, el otro se llena. Los tanques están provistos de mezcladores de floculación y alarma de nivel superior para evitar el derramamiento de los desechos del tanque. La acumulación de los lodos se efectúa en la parte inferior del tanque, la cual tiene forma de tolva, (Fig 4).

Los lodos pueden ser dispuestos por enterramiento, o bien, llevados a lechos de arena, en donde después de 48 h se obtiene un producto que se maneja con pala. El tratamiento en este caso, de los desechos, se hace con ácido sulfúrico, metabisulfito y cal.

Primero, se determina en el laboratorio el contenido de  $\text{Cr}^{6+}$  de los desechos, y luego, en un litro de muestra, se determina la cantidad proporcional de  $\text{H}_2\text{SO}_4$  que debe ser agregada al tanque para bajar el pH a 2.0.

Del análisis de  $\text{Cr}^{6+}$  se determina la cantidad de  $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$  necesaria para reducirlo.

Se agregan ambos reactivos al tanque y se mezcla durante 15 minutos, entonces se determina el  $\text{Cr}^{6+}$  residual para que, en caso de que este exista, se agregue al tanque la cantidad de metabisulfito necesaria, mezclándose nuevamente duran-

te 15 minutos. Cuando ya no exista  $\text{Cr}^{6+}$  residual, se titula un lt. de muestra con solución estándar de  $\text{BaI}_2$ , hasta pH 5, y se agrega al tanque la cantidad necesaria proporcional, se flocula durante 15 minutos y se deja sedimentar cuatro horas, después de las cuales se puede disponer de los lodos; las aguas tratadas se descargan en el alcantarillado.

#### 7 Tratamiento continuo.-

Cuando el volumen diario de desechos excede los 120,000 lt. el tratamiento discontinuo no es posible, porque sería necesario disponer de tanques de gran volumen. Para el tratamiento continuo, se requiere un tanque de acidificación y reducción, un tanque de mezclado para la reacción de la cal, y un tanque de sedimentación. Los tiempos de retención en cada tanque se diseñan de acuerdo con las siguientes especificaciones:

Tanque	Especificación
Reducción	cuatro veces el tiempo teórico al pH trabajado
Floculación	Aproximadamente 20 min
sedimentación	$\frac{< 500 \text{ cal}}{\text{día} \cdot \text{ft}^2}$

Cuando la concentración de  $\text{Cr}^{6+}$  en los desechos varíe durante el día, se debe tener antes del tanque de reducción, un tanque de homogenización de los desechos, para minimizar las fluctuaciones en la alimentación de reactivos a otros tanques (Fig 5).

El tanque de reducción requerirá de instalaciones para control automático de pH y de potenciales de ácido-reducción.

La alimentación de cal deberá regularse mediante un segundo sistema de control de pH.

En los casos en que el tratamiento no haya sido completo, el efluente se lleva a un tanque auxiliar desde el cual se recircula para recibir tratamiento adicional.

nal.

8. Ejerc. 18.-

Se desea tratar 30 000  $\frac{gal}{día}$  de desechos conteniendo 49  $\frac{mg}{lt}$   $Cr^{6+}$ , 33  $\frac{mg}{lt}$   $Cu^{++}$ , 12  $\frac{mg}{lt}$   $Zn^{++}$ , y 5  $\frac{mg}{lt}$   $O_2$ , con  $SO_2$ . Para precipitar 1 ppm de  $Cu^{++}$  o de  $Zn^{++}$  se requieren 1.3 ppm de cal (90%). Calcule la cantidad de reactivos necesarios y la cantidad de lodo producido si la reacción ocurre a pH 5.

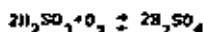
a.  $SO_2$  para reducir  $Cr^{6+}$

$$1.85 \frac{mg SO_2}{1.} (30\,000 \frac{gal}{día} \times 49 \frac{mg}{lt} \times 3.785 \frac{lt}{gal}) =$$

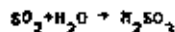
$$\frac{mg Cr^{6+}}{3.}$$

$$= 10,300,000 \frac{mg}{día} = 10,300 \frac{kg}{día}$$

$SO_2$  para reducir  $O_2$ : consideremos la ecuación



$$\frac{164 H_2SO_3}{32(O_2)} = \frac{x H_2SO_3}{5(O_2)} \quad x(H_2SO_3) = 25.6 \text{ ppm.}$$



$$\frac{64(SO_2)}{82 H_2SO_3} = \frac{x(SO_2)}{25.6} \quad x(SO_2) = 20 \text{ ppm.}$$

Se requieren 20 ppm de  $SO_2$  para reducir 5 ppm de  $O_2$  o sea 4 ppm de  $SO_2$  para reducir 1 ppm de  $O_2$ . Por lo tanto, se requerirán diariamente

$$4(30\,000 \times 5 \times 3.785) = 2260,000 \frac{mg}{día}$$

$$= 2,260 \frac{kg}{día}$$

Total de  $SO_2$

$Cr^{6+}$	10,3 kg/día
$O_2$	2.26
Total	12,56 kg/día

b. Cal (90%)

Para precipitar  $Cr^{3+}$

$$2.38 (30\,000 \times 49 \times 3.785) = 13.2 \frac{kg}{día}$$

Para precipitar Cu y Zn

$$1.3 (30\,000 (11+12) \times 3.785) = 1.40$$

$$\text{total } 16.60 \frac{kg}{día}$$

c. Lodos

$$Cr(OH)_3 \quad 1.98 \text{ ppm/ppm } Cr^{6+}$$

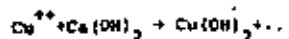
$$1.98 (30,000 \times 49 \times 3.785) = 13.0 \text{ kg/día}$$

$$Cu(OH)_2 \text{ y } Zn(OH)_2$$

$$1.54 (30\,000) \times 23 \times 3.785 = 4.02 \text{ kg/día}$$

$$\text{Total } = 15.02 \text{ kg/día}$$

ya que-



63.5

$$\frac{63.5 Cu^{++}}{97.5 Cu(OH)_2} = \frac{1 \text{ ppm } Cu^{++}}{x Cu(OH)_2} \quad x Cu(OH)_2 = 1.54$$



65.38

$$\frac{65.38 Zn^{++}}{99.38 Zn(OH)_2} = \frac{1 \text{ ppm } Zn^{++}}{x Zn(OH)_2} \quad x Zn(OH)_2 = 1.52$$

si los lodos se concentran al 1.5% en peso, el volumen diario producido será de

$$15.02 \frac{kg}{día} \cdot 0.015 \frac{kg}{m^3} = 1m^3/día$$

NOTA:

Debe agregarse más cal al final del proceso, hasta pH 9.0, ya que algo del Zn y del Cu permanecen en solución bajo este pH.

d. Determinación de cromo hexavalente.-

se determina colorimétricamente por reacción con la difenilcarbazida en solución ácida, en ausencia de cantidades interferentes de sulfato, vanadio y mercurio.

#### a. Aparatos y reactivos

- Filtro de membrana
- Fotómetro con paso de luz mayor de 1 cm, con filtro verde de 540 mμ de transmisión
- Tubos de Nessler de 100 ml
- Matraces cónicos de 125 ml
- Solución patrón de cromo

Solución madre: pesar exactamente 0.1414 g de  $K_2Cr_2O_7$  ACS, disolver en agua destilada y pesar cuantitativamente a matraz aforado de 1 lt, diluir al aforo.

$$1.00 \text{ ml} = 0.050 \text{ mg de Cr}$$

Solución patrón: pipetear 10 ml de sol. madre en matraz aforado de 100 ml, diluir al aforo con agua destilada

$$1 \text{ ml} = 0.005 \text{ mg de Cr}$$

- Agua redestilada en alambique íntegro de cristal
- Hidróxido de sodio concentrado
- Ácido sulfúrico 1+1
- Ácido fosfórico al 85 por 100
- Solución de difenilcarbazida

Disolver 0.25 g de 1,5-difenilcarbohidraida en 50 ml de acetona grado ACS.

Conservar en frasco ámbar. Desechar la solución cuando se decolore.

#### b. Curva de calibración.

- Pipetear en tubos de Nessler de 100 ml volúmenes de solución patrón de cromo (0.0050 mg/lt), que varíen de 2.00 a 20.00 ml.
- Agregar a cada tubo 2.5 ml de  $H_2SO_4$  1+1 y diluir a 100 ml.

- Agregar a cada tubo 2 ml de solución de difenilcarbazida, mezclar y dejar reposar por cinco min hasta que se desarrolle íntegramente el color.
- Medir la absorbancia a 540 mμ y trazar la curva de calibración absorbancia-mg de cromo hexavalente.

#### c. Procedimiento.

Las muestras deben contener de 0.01 a 0.10 mg de cromo.

- Filtrar la muestra a través de un filtro de membrana y recibir en matraz cónico de 125 ml
- Ajustar la solución hasta que sea ácida al papel tornasol agregando  $H_2SO_4$  y  $H_2SO_4$  según se requiera
- Agregar 1 ml de  $H_2SO_4$  en exceso y 0.1 ml de  $H_3PO_4$
- Se pasa a matraz aforado de 100 ml y se diluye
- Se agregan 2 ml de sol. de difenilcarbazida, se mezcla y se deja reposar cinco min.
- Al término del proceso, se determina el cromo hexavalente pasando una porción apropiada a una celda de absorción de 1 cm, y se mide su absorbancia a 540 m μ. Si se tiene color o turbiedad, se balancea con un testigo de muestra filtrada que contenga la misma cantidad de ácido que la muestra.

#### d. Cálculo

$$\text{mg/lt de Cr} = \text{mg de Cr} \frac{1000}{\text{ml. de muestra}}$$



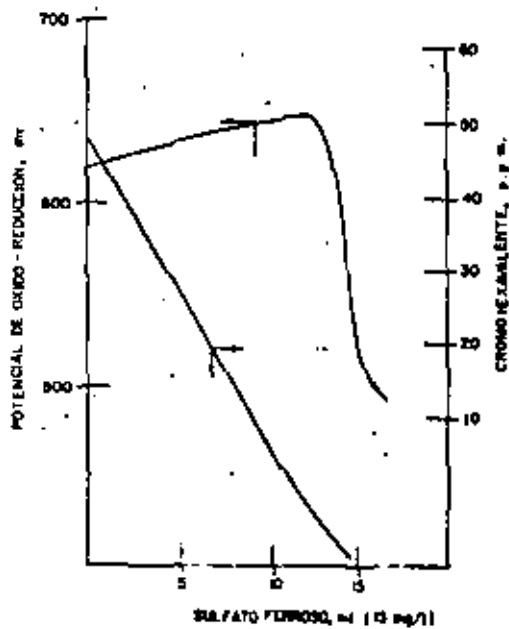


Fig. 1.- RELACION ENTRE LA REDUCCION DE  $Cr^{6+}$  CON  $FeSO_4$  Y EL POTENCIAL DE OXIDO-REDUCCION.

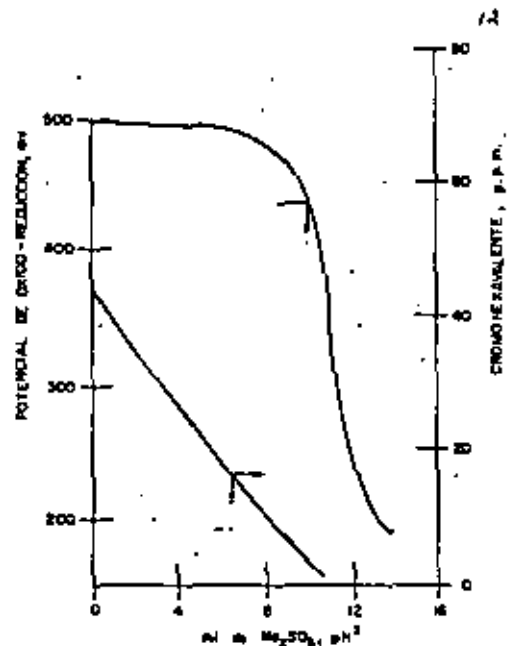


Fig. 2.- RELACION ENTRE LA REDUCCION DE CROMO CON  $Na_2SO_3$  Y EL POTENCIAL DE OXIDO-REDUCCION.

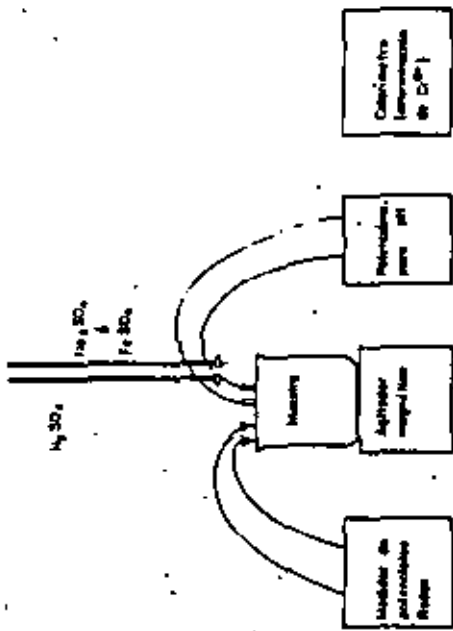


Fig. 3.- CONJUNTO DE APARATOS PARA EL CONTROL DE LA REACCION DE REDUCCION DE CROMO HEXAVALENTE.

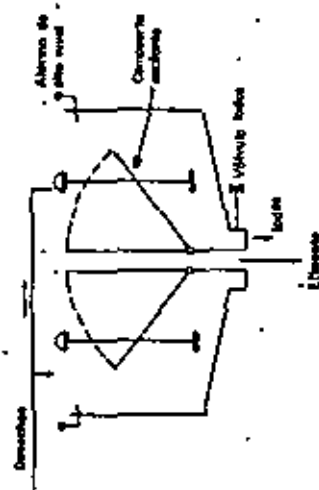


Fig. 4.- TRATAMIENTO DISCONTINUO DE CROMO HEXAVALENTE.

## 11 BIBLIOGRAFIA

- Sawyer Cl. R., "Chemistry for Sanitary Engineers". - Mc Graw Hill, 1977
- Fair G. H., Geyer Ch., O'Con D. A., "Water and Waste Water Engineering", John Wiley and Sons, 1968
- "Standard Methods for the Examination of Water and Waste Water", APHA, ANMA, WPC, 1971

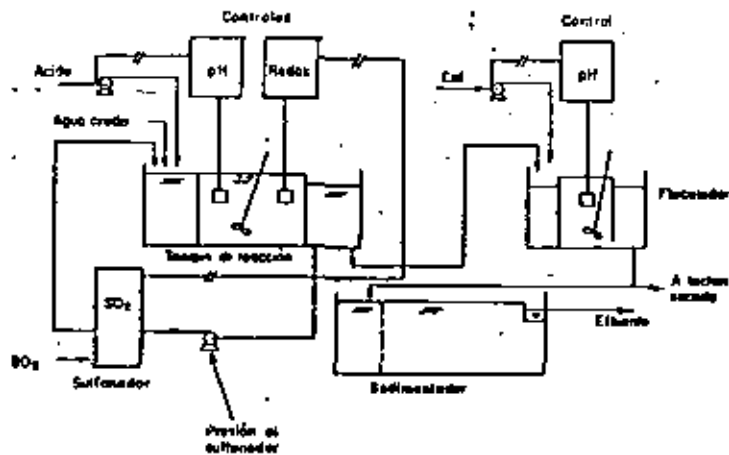


Fig. 5.- TRATAMIENTO CONTINUO DE CROMO HEXAVALENTE



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

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

TRATAMIENTO UTILIZANDO EL PROCESO DE LODOS  
ACTIVADOS.

M. en I. ARNULFO PAZ SANCHEZ

OCTUBRE, 1981.

TRATAMIENTO UTILIZANDO EL PROCESO DE  
Lodos Activados,

DISEÑO.

ME. ARNULFO PAZ SANCHEZ.

1. - FACTORES A CONSIDERAR.

a). - Variante:

Convencional,

Aeración escalonada,

Aeración a pasos,

Alto gasto,

Aeración homogénea,

Aeración extendida,

Contacto - estabilización,

Reaeración del lodo,

Aeración con oxígeno puro,

Nitrificación,

Desnitrificación.

2. - CRITERIO DE CARGA.

Parámetros.

a). - Relación F/M (alimento a microorganismos).

$$F/M = \frac{S_0}{\Theta X}$$

So, Concentración de D, B, O<sub>5</sub> en el influente.

$\Theta$ , Tiempo de retención hidráulico =  $\frac{V}{Q}$

X, Concentración de sólidos suspendidos volátiles en el aera-  
dor.

b). - Tiempo medio de residencia celular,  $\Theta_c$ .

$$\Theta_c = \frac{VX}{Q_w X_w + Q_e X_e}$$

$Q_w$  = Gasto del exceso de lodos,

$X_w$  = Concentración de sólidos suspendidos volátiles en el  
exceso de lodos,

$Q_e$  = Gasto del efluente tratado,

$X_e$  = Concentración de sólidos suspendidos volátiles en  
el efluente.

Definiendo la tasa de utilización específica como:

$$U = \frac{(F/M) E}{100}$$

Siendo:

E = Eficiencia del proceso,

$$U = \frac{S_0 - S}{\Theta X}$$

y:

$$\frac{1}{\theta_c} = Y \frac{F}{M} - \frac{E}{100} - k_d = YU - k_d$$

Y, Relación de la masa celular a la masa de sustrato consumido.

$k_d$ , Coeficiente de declinación endógena.

### 3. - SELECCION DEL TIPO DE REACTOR,

Factores:

a). - Cinética.

Reactor de flujo de pistón.

Reactor completamente mezclado.

b). - Requisitos de transferencia de oxígeno.

c). - Naturaleza del agua residual.

d). - Condiciones ambientales.

e). - Costos de construcción, operación y mantenimiento, incluyendo el sedimentador secundario.

### 4. - PRODUCCION DE LODOS Y CONTROL.

a). - Exceso de lodos.

$$P_x = Y_{obs} Q(S_o - S) \times 10^{-3}$$

$P_x$ , Lodo en exceso diario, medido como SSV.

$Y_{obs}$ , Rendimiento observado.

Y:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + k_d \theta_c}$$

b). - Control.

b. 1). - Usando el tiempo medio de residencia celular.

$$\theta_c = \frac{VX}{Q_w X - Q_e X_e}$$

Siendo  $Q_w$  el gasto del exceso de lodos extraído del tanque de aeração.

$$\text{Si } X_e \rightarrow 0, \quad Q_w = \frac{V}{\theta_c}$$

Si el exceso se retira de la recirculación y  $X_e \rightarrow 0$

$$Q_{wr} = \frac{VX}{\theta_c X_r}$$

$X_r$  : Concentración de lodos en la recirculación.

b. 2). - Usando la relación F/M

$$P_x = Q_{wr} X_r \times 10^{-3}$$

#### 5. - REQUISITOS Y TRANSFERENCIA DE OXIGENO.

$$\text{Kg O}_2/\text{d} = \frac{Q(S_0 - S) \times 10^{-3}}{f} - 1.42 (P_x)$$

$f$  = Factor de conversión de  $\text{DBO}_5$  a  $\text{DBO}_L$

El suministro de aire debe ser adecuado para:

- Satisfacer la D.B.O. de las aguas residuales.
- Satisfacer la respiración endógena de los organismos.
- Proporcionar una mezcla adecuada.
- Mantener una concentración mínima de oxígeno disuelto de 1 a 2 mg/lit en el tanque de aeración.

Para relaciones  $F/M > 3$ , los requisitos de aire en el --

proceso convencional son de 30 a 55  $\text{m}^3/\text{Kg}$  de  $\text{DBO}_5$  removida. A menores valores de  $F/M$ , la respiración endógena, la nitrificación y los períodos prolongados de aeración aumentan el uso del aire de 75 a 115  $\text{m}^3/\text{Kg}$  de  $\text{DBO}_5$  removida.

En plantas de gasto variable, el equipo de aeración debe diseñarse con un factor de seguridad mínimo de 2, para cubrir los picos de carga orgánica. Los estándares Ten States requieren que los sistemas de difusión de aire proporcionen 150% del requisito normal.

#### 6. - REQUISITOS DE NUTRIENTES.

Para que un sistema biológico funcione adecuadamente se requieren cantidades adecuadas de nutrientes, aproximadamente 12,4% por peso de nitrógeno y una quinta parte de este valor de fósforo.

Otras sustancias importantes son Na, K, Ca, Mg,  $\text{PO}_4$ , Cl,  $\text{SO}_4$  y  $\text{HCO}_3$ , requiriéndose solo muy pequeñas cantidades de Fe, Cu, Mn, Zn, B, Mo, V y Co.

7.- REQUISITOS AMBIENTALES. ②

Temperatura.

pH (solo se requiere control en aguas con baja alcalinidad).

8.- SEPARACION DE SOLIDOS.

Hasta recientemente se ha prestado atención a este importante -- paso en el diseño de plantas de lodos activados.

A partir de un balance de masas y despreciando el exceso de lodos, se puede establecer.

$$\frac{Q}{A} = \frac{g(h-1) \left( \frac{h}{n-1} \right)^{\frac{h}{n-1}} (R)^{h-1}}{(C_0) (1+R)}$$

g. y h, son constantes empíricas.

C<sub>0</sub>, Es la concentración de SST en el efluente del tanque de aeración.

Valores típicos de g y h.

TIPO DE SISTEMA	g pies/mín.	h	CARGA
Convencional	$0.43 \times 10^{-8}$	2.62	0.5 DBO
Convencional	$2.62 \times 10^{-6}$	1.70	0.24 SSVLM
Convencional	$29.6 \times 10^{-6}$	1.63	0.06 DBO
			Kg lodo

9.- CALIDAD DEL EFLUENTE.

Los requisitos actuales de efluentes secundarios especifican un promedio en un mes de 30 mg/lt (suma de DBO<sub>5</sub> soluble e insoluble).

En una planta bien operada el contenido de S.S. es menor de -- 20 mg/lt, sin embargo a causa del deterioro del floculo a muy -- largos  $\theta_c$ , el efluente en plantas de aeración extendida puede -- exceder 70 mg/lt.

Como las ecuaciones cinéticas se aplican solo a la porción soluble, Eckenfelder propone:

$$DBO_5 \text{ insoluble} = 5 (1.42 K_d X_a C_e)$$

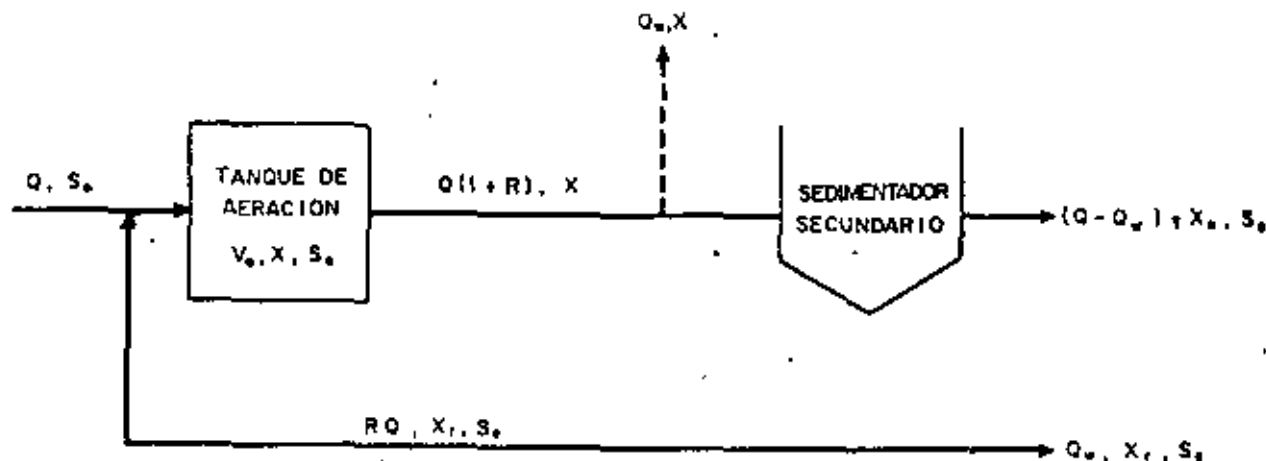
K<sub>d</sub>, Coeficiente de declinación (días<sup>-1</sup>)

X<sub>a</sub>, Es la porción de masa activa en los S.S., variando de 0.8 en sistemas de alto gasto a 0.1 en aeración extendida.

C<sub>e</sub>, Concentración de S.S en mg/lt.

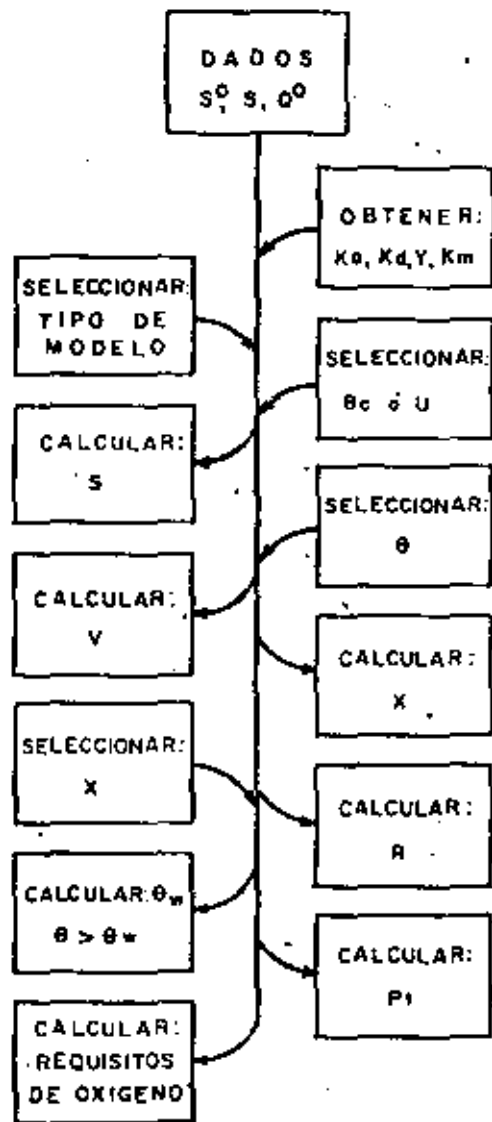
VARIANTE.	C A R G A		Edad de lodos - $\theta_c$ (días)	Tiempo de residencia $\theta$ (hr)	Efi- cien- cia. %	Concentración en el reactor mg SSLM/lit.	Relación de re- circula- ción R
	Kg DBO <sub>5</sub>	lb DBO <sub>5</sub>					
	Kg/SSVLM-día.	ple 3-día					
Convencional, com- pletamente mezclado.	0.2 - 0.6 (0.3)	0-0.20 -0.40 (0.035)	3-14 (5)	4 -8 (7)	85-95 (90)	1100-300 (2100)	0.15-0.7 (0.30)
Aeración a pasos.	0.2 - 0.5 (0.30)	0-0.40 -0.060 (0.050)	3-14 (5)	4 -8 (5)	85-95 (90)	2000-4000 (3000)	0.2-0.8 (0.30)
Contacto Estabiliza- ción.	Tanque de contacto, Tanque de estabiliza- ción.	0.2 - 0.5 (0.35)	3-14 (5)	0.5-1.5 (1.0) 3 - 6 (5)	85-95 (90)	2000-4000 (2100) 4000-3000 (7000)	0.2-1.0 (0.40)
Alto gasto	0.4 - 1.5	0.075-0.10	0.25-3	1-3	60-75	4000-5000	1.0-5.0
Aeración extendida.	0.05 -0.25	0.025	> 10	15-30	85-98	3500-5000	0.7-1.5
Oxígeno puro	0.4 - 1.0	0.15-0.25		1-3		6000-10000	

(\*) Basado en un volumen combinado de los tanques de contacto y estabilización.  
( ) Valores típicos.

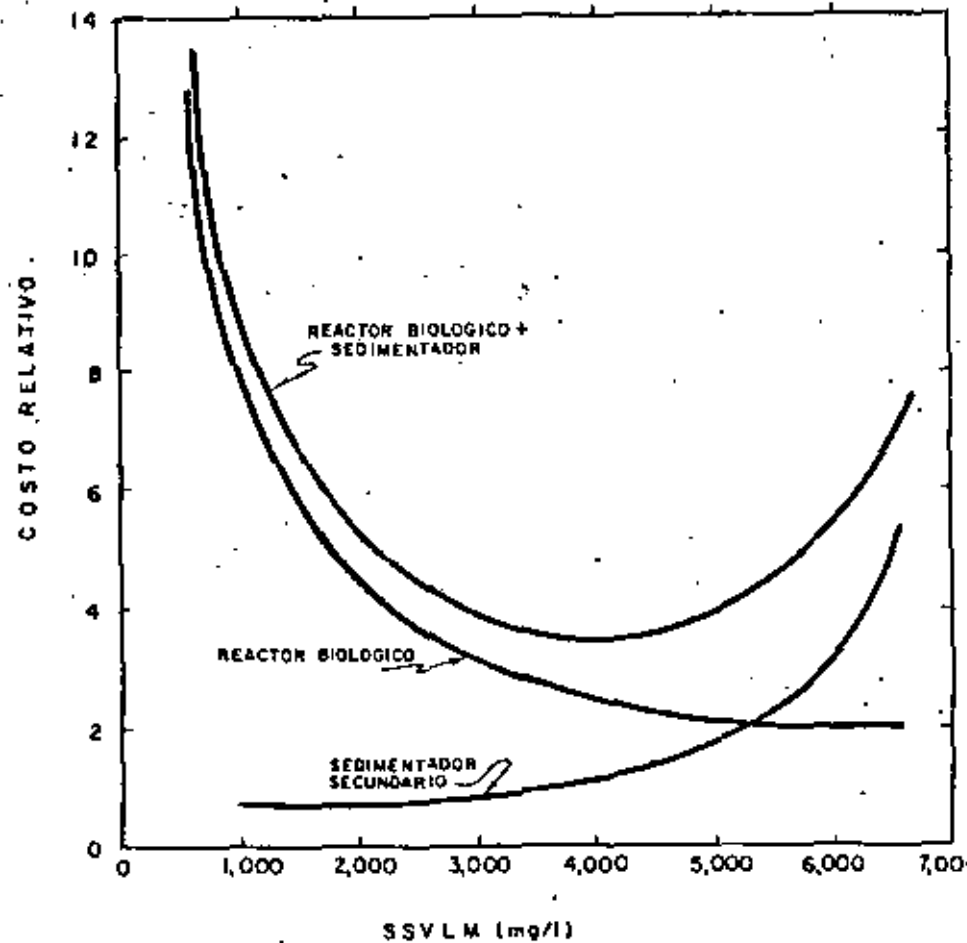


ESQUEMA DE FLUJO PARA UNA PLANTA DE  
Lodos Activados con Mezclado Completo





RESUMEN DE DISEÑO BASADO EN LA EDAD DE LODOS



COSTOS EN FUNCION DE LA CONCENTRACION DE LICOR MEZCLAADO

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

I.- DISEÑO DE PLANTAS DE LODOS ACTIVADOS.

- 1.- RENEFIELD & RANDALL. BIOLOGICAL PROCESS DESIGN FOR WASTEWATER TREATMENT. PRENTICE HALL 1980.
- 2.- SUNDSTRUM & KLEI. WASTEWATER TREATMENT PRENTICE HALL 1979.
- 3.- RAMALHO. INTRODUCTION TO WASTEWATER TREATMENT PROCESSES. ACADEMIC PRESS 1977.
- 4.- SCHROEDER. WATER AND WASTEWATER TREATMENT Mc GRAW HILL 1977.
- 5.- METCALF & EDDY, INC. WASTEWATER ENGINEERING. Mc GRAW HILL - 2a. EDICION 1979.
- 6.- W P C F . WASTEWATER TREATMENT PLANT DESIGN 1977.
- 7.- PARKER. WASTEWATER SYSTEMS ENGINEERING. PRENTICE HALL, INC. - 1975.

II.- DISEÑO DE DIGESTORES AEROBIOS.

REFERENCIAS No. 1, 3, 5 y 6 DEL INCISO ANTERIOR MAS.

- 8.- EPA SLUDGE TREATMENT AND DISPOSAL 1979.



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

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

**DISEÑO DE LAGUNAS AERADAS Y ZANJAS DE OXIDACION**

**DR. RAUL CUELLAR CHAVEZ**

**OCTUBRE, 1981**

## I. INTRODUCCION

1. Si bien los sistemas de tratamiento de aguas residuales mediante lagunas de aeración y zanjas de oxidación han tenido una reducida aplicación en México, estos procesos presentan muchas ventajas para las condiciones actuales del país.
2. La principal ventaja de estos sistemas consiste en la digestión aeróbica de los lodos en los propios procesos biológicos donde se generan, debido a que operan en la fase endógena. En esta forma se reducen considerablemente los costos de construcción y de operación y mantenimiento, que representan un alto porcentaje de los costos totales. No requieren de sedimentación primaria y poseen amplia capacidad para amortiguar sobrecargas orgánicas y tóxicas. Operadas adecuadamente, producen eficiencias equivalentes a las del proceso de lodos activados convencional en la remoción de sólidos suspendidos y demanda bioquímica de oxígeno. La mayor desventaja consiste en que requieren grandes extensiones de terreno.
3. Estos procesos de tratamiento de aguas residuales son una variante del proceso de lodos activados y tienen por objetivo principal el controlar las concentraciones de sólidos suspendidos, materia orgánica y bacterias coliformes (cuando incluyen desinfección).
4. El propósito de este trabajo es exponer las características de estos sistemas de tratamiento, los criterios comunes de diseño, los costos de inversión y de operación y mantenimiento que involucran y las ventajas y desventajas que presentan. Se han incluido algunas consideraciones de diseño conceptual y se presenta el proceso de dimensionamiento de las unidades de tratamiento mediante la aplicación de ejemplos. Finalmente se proporciona una relación de referencias bibliográficas.

## II. DISEÑO CONCEPTUAL

### Análisis de Alternativas

1. Previamente a la elaboración de un proyecto constructivo de un sistema de tratamiento para el control de las descargas de aguas residuales en una área urbana, se requiere realizar un análisis de las alternativas de sitios de ubicación de la planta de tratamiento y de los tipos de procesos de remoción de contaminantes requeridos.

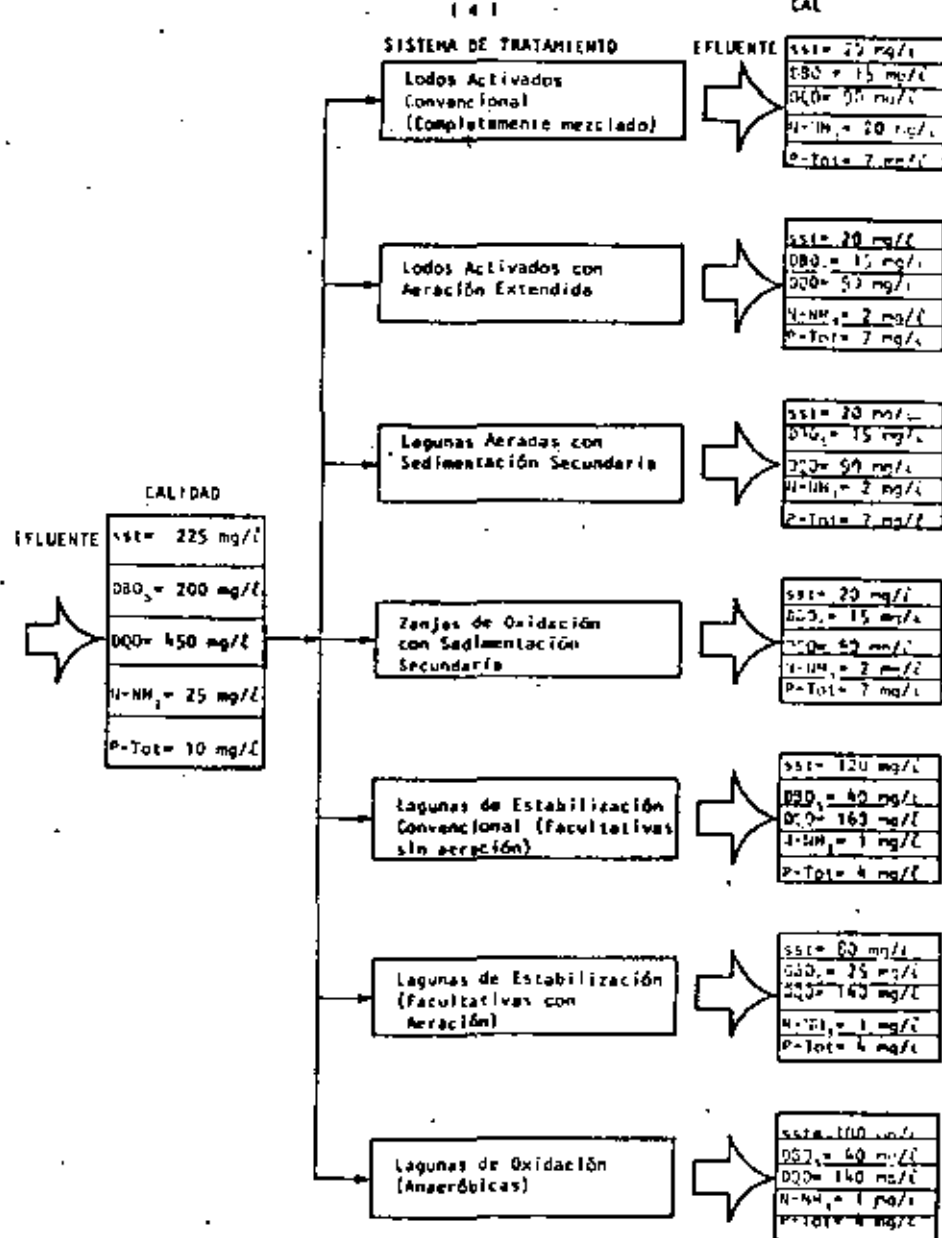
2. La selección del predio de la planta depende de la orientación del sistema de alcantarillado, de la disponibilidad de terreno y de la disposición final de las aguas residuales tratadas.
3. Por lo que respecta a los procesos de tratamiento a considerar en el análisis de alternativas, éstos dependen de cuatro aspectos básicos:
  - a) Características y tratabilidad de las aguas residuales
  - b) Nivel de calidad requerido de acuerdo a las normas establecidas para la disposición final del efluente
  - c) Eficiencias de los procesos de tratamiento (tecnología disponible)
  - d) Costos de inversión y de operación y mantenimiento
4. Las aguas residuales, principalmente de origen doméstico, han sido estudiadas ampliamente y existe en la literatura suficiente información para describir su comportamiento. En el caso de las aguas residuales industriales aisladas o combinadas con aguas negras es necesario efectuar estudios de tratabilidad para definir sus características.
5. Las normas de calidad para descargas de aguas residuales se deben establecer, de acuerdo a la legislación vigente en México, en base a los estudios de los cuerpos receptores para clasificarlos en función de sus usos y para determinar su capacidad de asimilación y dilución. Corresponde a las autoridades federales (SARH, SSA) fijar las condiciones particulares para cada descarga.
6. En un tipo de procesos, cada componente del sistema de tratamiento proporciona su propia eficiencia, evaluada en base a la remoción de determinados contaminantes medidos a través de parámetros de calidad del agua. Estos parámetros de control se aplican tanto en el diseño como en la operación del sistema. Cada proceso de tratamiento involucra un costo de inversión y de operación y mantenimiento.
7. Las posibles alternativas de disposición final de las aguas residuales tratadas se pueden agrupar en:

- a) Descarga a un cuerpo receptor de agua (río, lago, embalse, estuario, mar)
- b) Disposición en el suelo (infiltración, evaporación, escurrimiento superficial)
- c) Reuso (agrícola, industrial, recreación)

8. No tiene sentido hablar de normas de calidad de las aguas residuales, si no se especifica el uso o disposición final que se les va a dar. Por lo que los parámetros de control y los niveles de calidad difieren para el empleo de aguas residuales para irrigación agrícola, reuso industrial, riego de áreas verdes, llenado de lagos y descargas a un río o al mar.

**Tecnología Disponible**

1. De acuerdo a la tecnología disponible, los sistemas de tratamiento convencionales a nivel secundario están orientados a controlar los sólidos suspendidos (SS), la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y las bacterias coliformes. En forma indirecta, estos sistemas remueven adicionalmente algunos contaminantes tales como nutrientes, grasas y aceites, y metales pesados (1).
2. Para fines comparativos, en la Fig. 1 se indican las eficiencias de varios sistemas de tratamiento en condiciones ideales de operación. Como puede observarse el control de SS y DBO es equivalente para todas las variantes del proceso de lodos activados.
3. En la tabla 1 se muestran los costos de inversión y de operación y mantenimiento que involucran diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales. El sistema de lodos activados convencional demanda una mayor inversión económica pero requiere menor extensión de terreno. En condiciones equivalentes de calidad en el efluente, las lagunas aeradas implican menores costos pero necesitan una mayor extensión de terreno, tal como se observa en la Tabla 2.
4. El principal subproducto que se genera en una planta de tratamiento convencional secundaria está constituido por los lodos primarios y secundarios. Estos residuos deben ser manejados adecuadamente dentro de la planta, transportados hasta un sitio de almacenamiento y finalmente dispuestos en el suelo. De acuerdo a



Ref: Tchobanoglous, 1973

Fig. 1 EFICIENCIAS DE DIVERSOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN CONDICIONES IDEALES DE OPERACION

Sistema de Tratamiento	Q= 43.82 L/s (1.0 MGD)		Q= 438.2 L/s (10.0 MGD)	
	Costos de Construcción (MM \$)	Costo de Operación y Mant. (MM \$/año)	Costos de Construcción (MM \$)	Costo de Operación y Mant. (MM \$/año)
Lodos activados convencional <sup>(1)</sup>	49,394,000	3,392,000	196,335,400	14,394,000
Zanjas de oxidación <sup>(1)</sup>	22,400,000	2,464,000	126,841,080	18,496,000
Lagunas aeradas <sup>(1)</sup>	14,810,880	1,440,000	94,264,320	7,296,000
Lagunas de estabilización <sup>(2)</sup>	10,736,840	964,600	53,684,200 <sup>(1)</sup>	4,888,320 <sup>(1)</sup>

(1) OWRT, 1979

(1) Tahobanoglous, 1973

(1) Costos estimados

Nota: Costos actualizados a 1980.

Tabla 1 COSTOS DE INVERSION Y DE OPERACION Y MANTENIMIENTO DE DIVERSOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Sistema de Tratamiento	Q= 43.82 L/s Superficie (Ha)	Q= 438.2 L/s Superficie (Ha)
Lodos activados convencional	2.3	8.8
Zanjas de oxidación	3.9	16.9
Lagunas aeradas	2.8	15.5
Lagunas aeradas facultativas	3.8	20.2
Lagunas de estabilización	5.8	58.1

Tabla 2 ESTIMACION DEL AREA REQUERIDA POR DIVERSOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

la experiencia, se ha encontrado que estas operaciones comprenden cerca del 35% del costo total de inversión y aproximadamente el 55% de los costos anuales de operación y mantenimiento(\*).

### Situación Actual en México

1. En un estudio(\*) realizado en 1981 respecto al avance en la construcción de sistemas de tratamiento de aguas residuales en México, se identificaron 145 instalaciones de esta naturaleza en todo el país. Estos sistemas en su mayoría cuentan con algún tipo de proceso biológico, cuyo objetivo principal es controlar SST y DBO. Un resumen del inventario efectuado se muestra en la Tabla 3.

Tipo de Sistema	Número de Instalaciones	Tipo de Sistema	Número de Instalaciones
Lodos activados	48	Separadores API	11
Lagunas biológicas	42	Filtros percoladores	7
Tanques Imhoff	19	Banjas de oxidación	3
Sed. Primarios	13	Emisores submarinos	2

Tabla 3 SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CONSTRUIDOS EN MEXICO

2. Es importante mencionar que la mayoría de estas instalaciones están siendo operadas en forma inadecuada o han sido abandonadas. Con excepción de las plantas cuyo objetivo es el reúso (20%), un gran número de estos sistemas carecen de una adecuada organización para su administración, operación y mantenimiento.
3. Se ha detectado(\*) una marcada tendencia a implantar sistemas de tratamiento convencionales orientados a controlar SST y DBO, independientemente del uso o disposición final que se seleccione para el efluente de la planta.
4. Otra conclusión obtenida del análisis de inventario antes mencionado, consiste en que la mayoría de las instalaciones construidas se han diseñado sin considerar normas específicas de calidad en el efluente, basadas

en la legislación vigente en México.

5. De acuerdo a las condiciones económicas y administrativas que existen en la mayoría de los municipios del país, es imprescindible seleccionar y desarrollar la tecnología apropiada que ofrezca alternativas de procesos de tratamiento que involucren bajas inversiones económicas y un mínimo de atención en su operación, mantenimiento y administración.

### III. LAGUNAS AERADAS

1. Las lagunas aeradas se originaron a partir de las lagunas de estabilización cuando se instalaron aeradores superficiales para evitar la producción de olores e incrementar la capacidad de tratamiento en las lagunas sobrecargadas orgánicamente. Las diferencias fundamentales entre estos tipos de lagunas biológicas, consisten en que las lagunas aeradas poseen equipo mecánico para introducir continuamente oxígeno en el agua y mantener los sólidos en suspensión y requieren menores tiempos de retención (menores extensiones de terreno).
2. Desde el punto de vista del proceso biológico, las lagunas aeradas se asemejan más a los sistemas de lodos activados que a las lagunas de estabilización. Básicamente, son una modificación del proceso de lodos activados convencional con tiempos de retención que exceden de 24 horas. El desarrollo de las lagunas aeradas se ha efectuado con el fin de reducir los costos de construcción eliminando las estructuras de concreto reforzado, de proporcionar mayores tiempos de tratamiento a aquellos residuos industriales difíciles de biodegradar y de incrementar la capacidad para amortiguar las sobrecargas orgánicas y tóxicas.
3. Existen dos tipos de lagunas aeradas, las cuales se indican en la Fig. 2 y se describen a continuación:
  - a) Lagunas aeradas facultativas
    - i) Sin recirculación
    - ii) Con recirculación
  - b) Lagunas aeradas completamente mezcladas
4. Las lagunas aeradas facultativas tienen una agitación suficiente para distribuir el oxígeno en todo el volumen de agua, sin embargo el mezclado no mantiene todos

los sólidos en suspensión. Por tal motivo, al producirse una sedimentación en el fondo de las lagunas, se origina un proceso anaeróbico en el estrato inferior. El tiempo de retención en este tipo de proceso es del orden de 3 a 10 días y el nivel de potencia de aeración está en el rango de 1.1 a 3.7 Hp/1000 m<sup>3</sup>. La concentración de sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado es de 80 a 100 mg/l.

Se pueden obtener remociones de DBO en el rango de 90% con tiempos de retención entre 3 y 5 días y temperaturas arriba de 10°C.

- En el caso de las lagunas aeradas completamente mezcladas, el nivel de potencia de aeración se incrementa a 5.3 a 8.0 Hp/1000 m<sup>3</sup> para mantener todos los sólidos en suspensión. Este tipo de sistema es más eficiente pero requiere una mayor inversión en equipo de aeración y consume más energía eléctrica. Con el fin de obtener un mayor grado de tratamiento, se requiere instalar un sedimentador secundario y recircular los lodos biológicos. En esta forma se pueden obtener tiempos de retención del 1.0 a 3.0 días y concentraciones de sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado de 100 a 1500 mg/l.

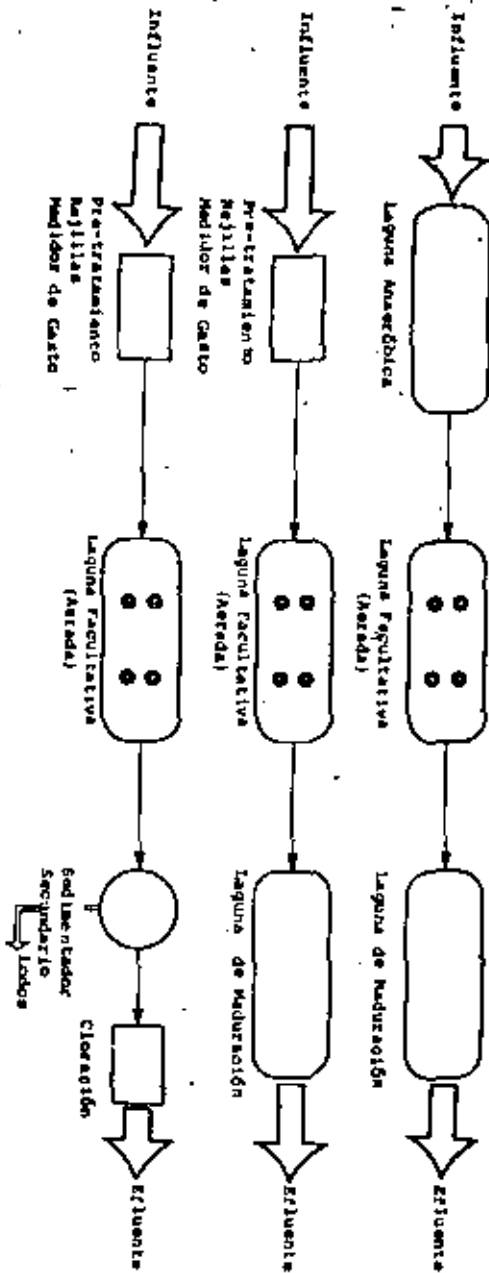
Las eficiencias de tratamiento en función de SST y DBO son equivalentes a las que se obtienen con el proceso de lodos activados convencional. Si bien en este caso se requiere instalar un sedimentador secundario, el manejo de lodos es más simple debido a que se opera en la etapa endógena, en la cual se genera una menor cantidad de lodos y estos se obtienen una vez que han sido digeridos aeróbicamente en el propio proceso biológico.

- Amos tipos de lagunas aeradas se clasifican como procesos de tratamiento biológico con microorganismos en suspensión. La cinética de remoción de materia orgánica en el sistema de lagunas se presenta en el capítulo V de estos apuntes.

#### IV. ZANJAS DE OXIDACION

- Las zanjias de oxidación son una variante del proceso de lodos activados convencional. Se basan en el principio del proceso biológico de aeración extendida con tiempos de retención hidráulicos entre 0.5 y 4.0 días. Cuando operan con sedimentación secundaria y recirculación de

#### LACUNAS AERADAS FACILITATIVAS



#### LACUNAS AERADAS COMPLETAMENTE MEZCLADAS

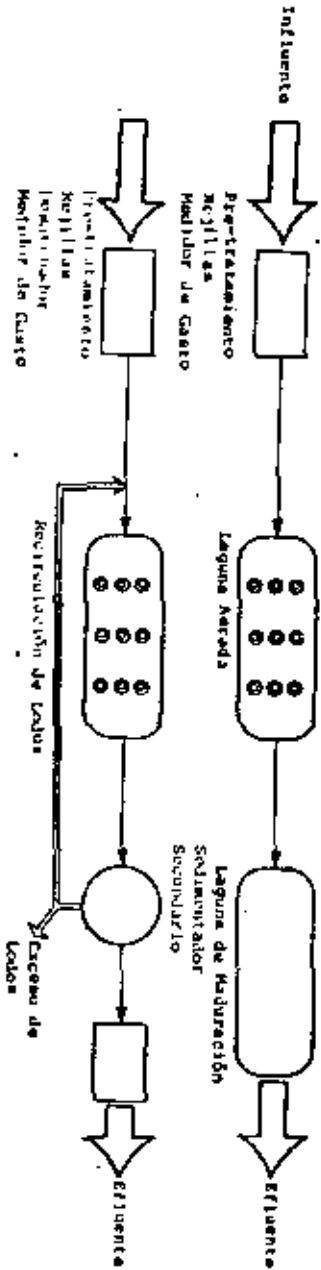


Fig. 2 VARIANTES DEL SISTEMA DE LACUNAS AERADAS



lodos, el tiempo medio de residencia celular es de 20 a 30 días. lo cual origina que los lodos biológicos producidos sean digeridos aeróbicamente en las mismas zanjas.

- Debido a los altos tiempos de retención con que operan, la producción de lodos es mínima y éstos se obtienen estabilizados. Sin embargo, aproximadamente el 75% de los lodos generados es biodegradable y el resto permanece como un residuo. Para los valores de F/M de 0.03 a 0.10 de este proceso, los floculos biológicos son relativamente ligeros y dispersos, por lo que se requiere instalar un sedimentador secundario con un tiempo de retención de 3 a 4 hr y una carga superficial de 24.4 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>-día.
- El exceso de lodos a manejar es muy reducido y puede ser enviado directamente a lechos de secado sin una digestión previa como ocurre en los procesos convencionales. Esto disminuye considerablemente los costos de inversión y de operación y mantenimiento.
- Presentan la ventaja de no requerir sedimentación primaria y poseen capacidad para amortiguar afecciones orgánicas y tóxicas. Las principales desventajas de este sistema son los requerimientos de terreno y las limitaciones para manejar flujos mayores de 438 l/s (10.0MGD).
- Las concentraciones de sólidos suspendidos volátiles en el reactor son del orden de 4,000 a 5,000 mg/g y para mantener los sólidos en suspensión se requiere un nivel de potencia de 5.64 a 22.57 HP/1000 m<sup>3</sup>. Las eficiencias de remoción de DBO son del 95 al 98%. En la Fig. 3 se indican las eficiencias de este proceso para controlar los principales parámetros de diseño.
- Existen dos tipos de operación en las zanjas de oxidación. Este sistema de tratamiento puede ser operado en forma intermitente o continua. En la Fig. 3 se encuentran diversos esquemas de funcionamiento.
- Cuando el proceso es intermitente, la zanja se opera en forma batch, descargando las aguas residuales tratadas después de un determinado tiempo de retención (20-30 días) y extrayendo los lodos almacenados en fondo de la zanja mediante una trampa de lodos y una bomba. Estos residuos se envían directamente a un proceso de secado.
- En la operación continua se presentan dos alternativas de aeración a través de rotores horizontales o aeradores verticales (carrousel). En este caso, el funcionamiento de la zanja es esencialmente un proceso de lodos activados con aeración extendida.

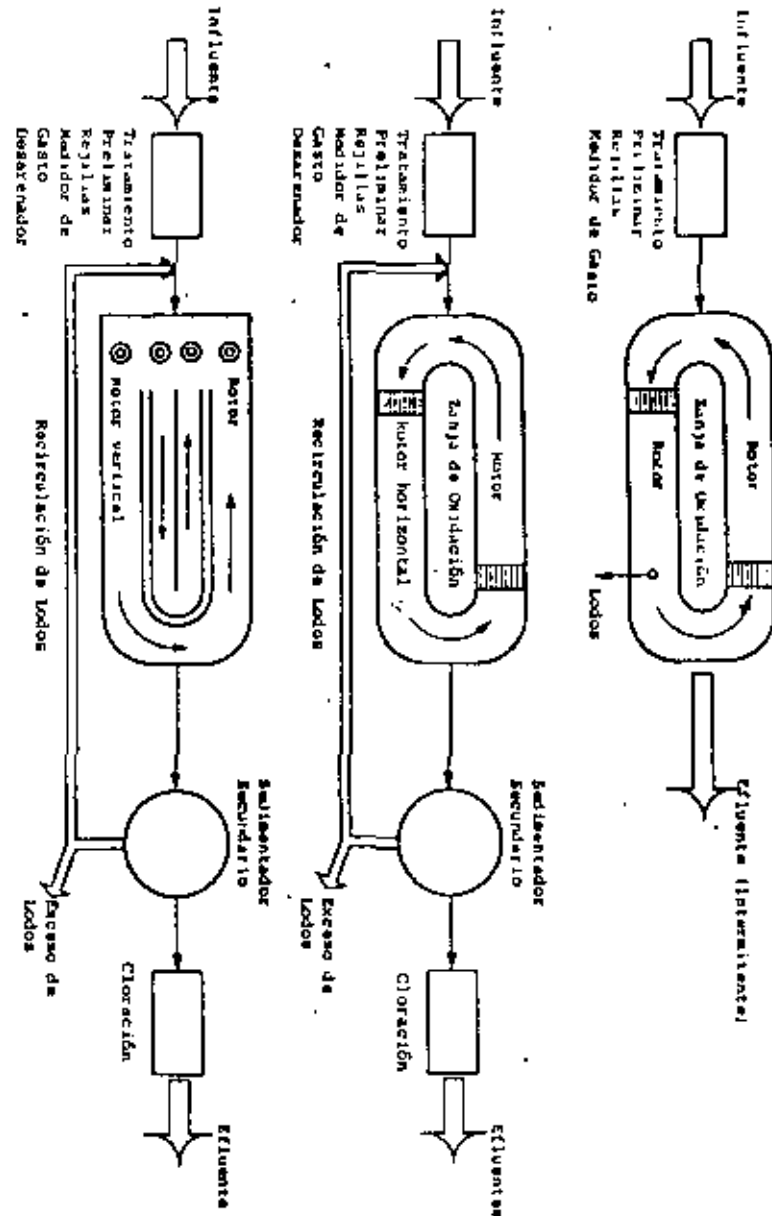


Fig. 3 ESQUEMAS DE SISTEMAS DE ZANJAS DE OXIDACION

## V. MODELOS DE PROCESOS BIOLÓGICOS

1. La función de los sistemas de tratamiento de lagunas aeradas y zanjas de oxidación son( )::

- Remoción de los materiales suspendidos y flotantes
- Estabilización de la materia orgánica y remoción de los sólidos coloidales no sedimentables
- Remoción de los sólidos suspendidos residuales y otros materiales específicos.

2. La digestión de los lodos que se generan durante el tratamiento de las aguas residuales en estos sistemas, se puede realizar en forma interna en los propios procesos biológicos o en forma externa cuando se incluyen instalaciones adicionales con un propósito específico. Las lagunas aeradas y las zanjas de oxidación cuando cuentan con sedimentación secundaria y recirculación de lodos operan básicamente con el mismo proceso de lodos activados con aeración extendida, produciéndose internamente la digestión aeróbica de los lodos al presentarse la fase de respiración endógena del crecimiento de las bacterias.

3. Cuando no se incluye un sedimentador secundario, estos sistemas pueden tener lagunas aeróbicas de estabilización (lagunas de maduración o pulimento) para mejorar la calidad del efluente.

4. Por lo tanto, estos sistemas pueden operar con flujo de un sólo paso sin recirculación o con flujo con recirculación. A continuación se exponen los modelos de los procesos biológicos para ambos casos.

## Sistema Aeróbico Completamente Mezclado Sin Recirculación

1. Si el sistema de tratamiento se diseña como un proceso de lodos activados sin recirculación, las ecuaciones para describir la cinética de la reacción biológica son (ver Fig. 4):

$$\frac{dS}{dt} = Q S_0 - Q S_e + V(r_g)$$

$$[\text{Acumulación}] = [\text{Entrada}] - [\text{Salida}] + [\text{Crecimiento Neto}]$$

Asumiendo que la reacción es de primer orden  $r_{g0} = -k_1 S$

$$r_g = -Y r_{su} - k_d X = -Y(k_1 S) - k_d X$$

En condiciones estables  $\frac{dS}{dt} = 0$ ,  $S = S_e$

$$0 = Q S_0 - Q S_e - V k_1 S_e \quad S_0 = S_e \left(1 + \frac{V}{Q} k_1\right)$$

$$\frac{V}{Q} = \theta_h \quad S_m = \frac{S_0}{1 + k_1 \theta_h} \quad \frac{S_e}{S_0} = \frac{1}{1 + k_1 \theta_h}$$

$$E_f = \frac{S_0 - S_e}{S_0} \times 100 = \left(1 - \frac{1}{1 + k_1 \theta_h}\right) \times 100 = \left(\frac{k_1 \theta_h}{1 + k_1 \theta_h}\right) \times 100$$

$$\theta_h = \frac{E_f}{k - k E_f} = \frac{S_0 - S_e}{k S_e} \quad r_{su} = -\frac{Q}{V} (S_0 - S_e) = -\frac{(S_0 - S_e)}{\theta_h}$$

$$U = -\frac{r_{su}}{X} = \frac{S_0 - S_e}{\theta_h X} \quad r_g = -Y \frac{r_{su}}{X} - k_d = \frac{Q}{V} = \frac{1}{\theta_h}$$

$$\theta_c = \frac{V X}{Q X_e} \quad X = X_e \quad \theta_c = \theta_h \text{ (sin recirculación)}$$

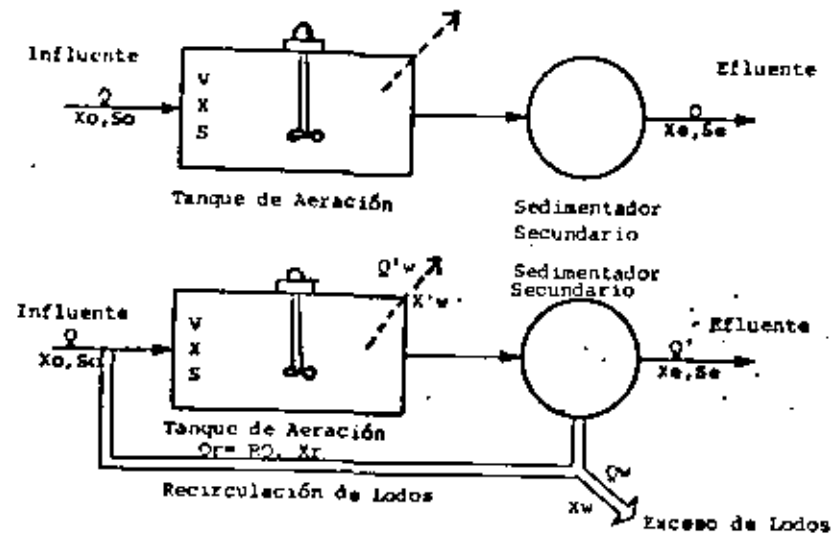
$$\frac{1}{\theta_c} = \frac{Q}{V} = -Y U - k_d \quad F/M = \frac{S_0}{\theta_h X} \quad U = \frac{(F/M) E_f}{100}$$

$$U = \frac{S_0 - S_e}{\theta_h X} \quad \frac{1}{\theta_c} = -Y \frac{(F/M) E_f}{100} - k_d \quad X = \frac{\theta_h Y (S_0 - S_e)}{\theta_h (1 + k_d \theta_h)} = \frac{Y (S_0 - S_e)}{(1 + k_d \theta_h)}$$

Sistema Aeróbico Completamente Mezclado Con Recirculación

1. En caso de que el sistema de tratamiento se diseñe como un proceso de lodos activados con recirculación, las ecuaciones para describir la cinética de la reacción biológica son (Ver Fig. 4):

$$\frac{dX}{dt} = (Q + Q_r) X_0 - [Q_w X_w + (Q - Q_w) X_e] + V(r_g)$$



$Q'w = Qw$ ,  $Q' = Q - Qw$ ,  $X'w = X$ ,  $Xr = Xw$ ,  $S = Se$

Fig. 4 DIAGRAMAS DE SISTEMAS AERÓBICOS COMPLETAMENTE MEZCLADOS SIN Y CON RECIRCULACIÓN DE LODOS

$$[\text{Acumulacion}] = [\text{Entrada}] - [\text{Salida}] + [\text{Crecimiento Neto}]$$

$$Y'_{su} = -Y Y_{su} - k_d X$$

Asumiendo que la reacción es de casi-segundo orden  $Y_{su} = -k_d X S$  y que  $X_0 = 0$ ,  $\frac{dX}{dt} = 0$  (condiciones estables)

$$0 = Qw Xw + (Q - Qw) X_e + V X (-Y \frac{Y_{su}}{X} - k_d)$$

$$\frac{Qw Xw + (Q - Qw) X_e}{V X} = -Y \frac{Y_{su}}{X} - k_d$$

Cuando la extracción del exceso de lodos se efectúa de la línea de recirculación:

$$\theta_c = \frac{V X}{Qw Xw + (Q - Qw) X_e}$$

$$\frac{1}{\theta_c} = -Y \frac{Y_{su}}{X} - k_d = -Y U - k_d$$

Cuando la extracción del exceso de lodos se efectúa directamente del reactor biológico:

$$\theta_c = \frac{V X}{Qw Xw + (Q - Qw) X_e}$$

Teniendo una adecuada sedimentación secundaria se puede obtener que  $X_e \approx 0$ , por lo tanto:

$$\theta_c = \frac{V X}{Qw Xw} \quad (\text{extracción de línea de recirculación})$$

$$\theta_c = \frac{V X}{Qw Xw} \quad (\text{extracción directa del reactor})$$

La ecuación para el balance de sustrato en el reactor es:

$$\frac{dS}{dt} V = Q S_0 - Q S + V (-Y Y_{su} - k_d X)$$

En condiciones estables  $\frac{dS}{dt} = 0$ ,  $Y_{su} = -k_d S X$ ,  $S = S_e$

$$S_0 - S_e = \frac{V}{Q} [Y(-k_d S_e X) - k_d X]$$

$$S_0 = S_e (1 + \frac{V}{Q} k_d X)$$

$$\frac{V}{Q} = \theta_h \quad S_e = \frac{S_0}{1 + k_d \theta_h X} \quad \frac{S_e}{S_0} = \frac{1}{1 + k_d \theta_h X}$$

$$E_f = \frac{S_0 - S_R}{S_0} = \left(1 - \frac{1}{1 + K\theta_h X}\right) \times 100 = \frac{K\theta_h X}{1 + K\theta_h X} \times 100$$

$$\theta_h = \frac{E_f}{KX - KXE_f} = \frac{S_0 - S_R}{KX S_R} \quad Y_{20} = -\frac{Q}{V} (S_0 - S_R) = -\frac{S_0 - S_R}{\theta_h}$$

$$U = -\frac{Y_{20}}{X} = \frac{S_0 - S_R}{\theta_h X}$$

$$\theta_c = \frac{VX}{QW} = \theta_c = \frac{V}{QW} \quad \text{de donde } \theta_c \neq \theta_h \text{ (con recirculación)}$$

$$\frac{1}{\theta_c} = -Y \frac{Y_{20}}{X} - k_L = -Y \left(-\frac{S_0 - S_R}{X \theta_h}\right) - k_L$$

$$X = \frac{\theta_c Y (S_0 - S_R)}{\theta_h (1 + k_L \theta_h)}$$

VI. CRITERIOS DE DISEÑO

- En la Tabla 4 se presentan los principales criterios de diseño para el proceso de lodos activados convencional y sus variantes, incluyendo los sistemas de lagunas aeradas y zanjas de oxidación. Estos criterios son una guía y se muestran con fines comparativos entre diversas alternativas. En la Tabla 5 se indican también algunos criterios de diseño para sistemas de lagunas de estabilización.
- Como puede observarse en estas Tablas, las diferencias básicas entre las diversas opciones son:
  - Relación F/M
  - Tiempo de retención hidráulico
  - Tiempo medio de residencia celular
  - Concentración de sólidos suspendidos en el reactor
  - Nivel de potencia de aeración (para mezclado)
- Existen varios tipos de equipo de aeración que se aplican a determinados procesos. Cada equipo cuenta con una eficiencia de transferencia de oxígeno, la cual depende finalmente de las características de operación en el sitio de trabajo. En la Tabla 6 se presentan las eficiencias de los equipos empleados usualmente en lagunas de aeración y zanjas de oxidación.

Tabla 4  
CRITERIOS DE DISEÑO PARA DIVERSOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES BASADOS EN EL PRINCIPIO DE Lodos Activados

Parámetro de Diseño	Lodos Activados Convencional (Completamente Mezclado)	Lodos Activados con Aeración Estendida	Lagunas Aeradas con Sedimentación Secundaria (1)	Zanjas de Oxidación Sedimentación Secundaria
Tiempo de retención hidráulico (hr), $\theta_h$	4-6 (*)	18-36	12-72 (**)	12-96
Tiempo medio de residencia celular (día), $\theta_c$	6-12	20-30	10-30 †	20-30
Sólidos suspendidos en el licor mezclado (mg/l), MLSS	2,000-5,000	3,000-6,000	2,000-3,000	3,000-8,000
Sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado (mg/l), MLVSS	2,000-3,000 (1)	3,000-4,000 (1)	100-1,500 (**)	4,000-5,000 (1)
F/M (kg DBO/kg MLVSS-día)	0.2-0.4	0.05-0.15	0.05-0.20	0.03-0.10
Carga orgánica (kg DBO/m <sup>2</sup> -día)	0.8-1.6	0.16-0.40	0.96-1.12	0.16-0.32
Coefficiente de Temperatura, $\theta^{(T)}$	1.0-1.02	1.06-1.09	1.06-1.09	1.06-1.09
Tasa de recirculación de lodos, $R = Q_r/Q$	0.25-1.0	0.5-1.5	0.25-0.75	0.25-0.75
Nivel de potencia de aeración (HP/1,000m <sup>3</sup> )	37.0 (1)	21.8-29.4 (1)	5.3-8.0 (1)	5.64-22.57 (1)

Ref.: G. Techabanglous, "Wastewater Treatment for Small Communities, 1973,"

- $k_L = k_{20} \theta^{(T-20)}$
- Completamente mezcladas
- Metcalf and Eddy, 1979.
- Rich, 1980
- Calculado

Parámetros de Diseño	Lagunas de Estabilización Convencional (Facultativas Sin Aeración)	Lagunas de Estabilización (Facultativas con Aeración)	Lagunas de Oxidación (Anaeróbicas)
Tiempo de retención (días),	7-30 <sup>(1)</sup>	3-10 <sup>(1)</sup>	20-50 <sup>(1)</sup>
Nivel de Potencia de aeración (Hp/1,000m <sup>3</sup> )	-	1.1-3.7 <sup>(2)</sup>	-
Sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado (mg/l), MLSS	120 <sup>(1)</sup>	50-100 <sup>(1)</sup>	100 <sup>(1)</sup>

(1) Tchobanoglous, 1973

(2) Rich, 1980

Tabla 5 CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE TRATAMIENTO CON LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Tipo de Equipo de Aeración	Eficiencia de Transferencia de O <sub>2</sub> (Kg O <sub>2</sub> /Hp-hr)
Aerador superficial flotante	0.82-2.0
Rotor aerador flotante	1.6-1.9
Aerador superficial simplex	1.4-1.9
Rotor aerador fijo (*)	1.4-2.3

(\*) Aplicable a zanjas de oxidación, con longitudes hasta de 9.14 m (30 pies)

Ref: Tchobanoglous, 1973

Tabla 6 EFICIENCIAS DE DIVERSOS EQUIPOS DE AERACION

## REFERENCIAS

1. Cuéllar Ch., Raúl. "Alternativas de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales", Simposio sobre Contaminación Ambiental, Mérida, Yuc., 1981.
2. Hasit, Y., P.A. Wesilind. "Economics of Sludge Management", JWPCF, Vol. 53, No. 5, Mayo, 1981.
3. Cuéllar Ch., Raúl. "Necesidades de Investigación en México sobre la Renovación y Reuso de las Aguas Residuales Municipales", Simposio Internacional sobre Renovación de Aguas Residuales para Reuso en Sistemas Agrícolas e Industriales, NSF-CONACYT, Cocoyoc, México, 1980.
4. Metcalf and Eddy. "Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, Reuse", Mc Graw-Hill Book Co., Second Edition, 1979.
5. Rich, Linvil G., "Low-Maintenance, Mechanically Simple Wastewater Treatment Systems", Mc Graw-Hill Book Co., 1980.
6. Tchobanoglous, George., "Wastewater Treatment for Small Communities", Conference on Rural Environmental Engineering, Sugarbush Inn, Warren, Vermont, 1973.
7. "Water Reuse and Recycling Evaluation of Treatment Technology", Culp/Wesner/Culp, U.S. Department of the Interior, OWRT, Vol. 2, 1979.
8. "Aeration in Wastewater Treatment Plant", WPCF, Manual of Practice No. 8, 1977.



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

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS

FILTROS ROCIADORES

ING. EDMUNDO IZURIETA RUIZ

OCTUBRE, 1981

DISEÑO DE FILTROS ROCIADORES (1)

Los filtros rociadores se emplean para tratar los residuos líquidos domésticos o industriales. El proceso consiste en reducir la DBO percolando el líquido sobre bacterias existentes en un medio compuesto por roca o plástico.

1. GENERALIDADES

Los filtros rociadores fueron usados por primera vez en Inglaterra, en 1893. Desde entonces se les ha utilizado en todo el mundo, tanto para el tratamiento de residuos industriales como domésticos.

Consisten en cámaras circulares de 1.8 m. de profundidad, provistas de un medio filtrante bien graduado, como ladrillo vitrificado, escoria volcánica, piedra, grava, coque, carbón, usualmente de 40 mm. de diámetro ( 1 1/2 pulg. que se incrementa a 100-150 mm. (4 a 6 pulg.) en el fondo (0.30 m.).

Los medios filtrantes de menor tamaño producen afluentes de

mejor calidad, pero tienden a obturarse facilmente.

El WPRL de Inglaterra ha experimentado que para el tratamiento de líquidos domésticos la escoria volcánica o la grava (piedra triturada) de 25mm. (1 pulg.) producen excelentes efluentes, los peores que se obtuvieron fueron con piedra lisa de 65 mm. (2 1/2 pulg.) A pesar de las recomendaciones anteriores la selección del material adecuado dependerá de la disponibilidad local y del costo. Actualmente, en los Estados Unidos se produce un medio plástico sintético (resinas sintéticas) cuyo empleo se está generalizando en muchos países. Tienen la ventaja de pesar poco y se les puede almacenar en pilas altas, el costo en Inglaterra es de 27.5 libras (47.0 dólares) por m<sup>3</sup>.

Recientemente se lanzó en Inglaterra un medio formado por láminas delgadas colocadas alternadamente y constituidas de cloruro de polivinilo.

El principal problema de diseño radica en calcular el volumen requerido del filtro, como función de la DBO<sub>5</sub>, flujo del líquido y eficiencia deseada del filtro.

Básicamente existen dos procedimientos de cálculo:

(1) Por ingeniero Edmundo Izurieta R.



- Método del Consejo Nacional de Investigación ( CNI )
- Método de K. L. Schultz.

## 2. METODO DEL CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACION

Se aplica la fórmula:

$$E = \frac{100}{1 + 0.0085 \left( \frac{W}{V \cdot F} \right)^{1/2}}$$

E = eficiencia o porcentaje de la remoción de DBO<sub>5</sub>

W = peso de la DBO<sub>5</sub> aplicado por día, lb/día

V = volumen del filtro, acre/pie

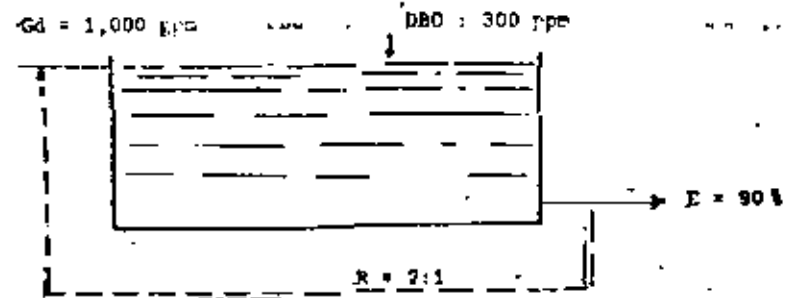
F = número de pasadas efectivas por el filtro

El número efectivo de pasadas por el filtro se refiere a la circulación hidráulica:

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

R = relación de reciclo ( flujo total relacionado con el que recircula ).

Ejemplo :



$$W = \frac{1,000 \times 3.78 \times 1,440 \times 300 \times 2.2}{10^6}$$

$$W = 3,000 \text{ lb/día} \\ (1,365 \text{ Kg./día})$$

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

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

$$F = 2.08$$

$$E = \frac{100}{1 + 0.0085 \left( \frac{W}{V \cdot F} \right)^{1/2}}$$

$$90 = \frac{100}{1 + 0.0085 \left( \frac{3.600}{V \times 2.08} \right)^{1.7}}$$

$$V = 10.1 \text{ acre/pie (1acre/pie} = 1,254 \text{ m}^3)$$

$$V = 12,450 \text{ m}^3$$

Para simplificar el cálculo se han preparado nomogramas que permiten la aplicación de la fórmula del CMI.

Los valores obtenidos son :

$$V = 10 \text{ acre/pie}$$

$$\text{Diámetro} = 240 \text{ pies ( para una profundidad de 10 pies )}$$

3. METODO DE K.L. SCHULZE

Matemáticamente se expresa con las siguientes fórmulas :

$$\frac{L_e}{L_i} = e^{-k \cdot t} \quad t = \frac{D}{Q} \cdot 67$$

$L_e$  = DBO5 del efluente, mg/l

$L_i$  = DBO5 del influente, mg/l

$t$  = tiempo de contacto

$D$  = profundidad del filtro, pies

$Q$  = carga hidráulica, millón/gal/acre/día (MGAD)

$K$  = constante igual a 0.3

$$\frac{L_e}{L_i} = e^{-0.3 \frac{D}{Q} \cdot 67}$$

Una vez determinado el valor de  $Q$  el volumen se determina aplicando esta fórmula:

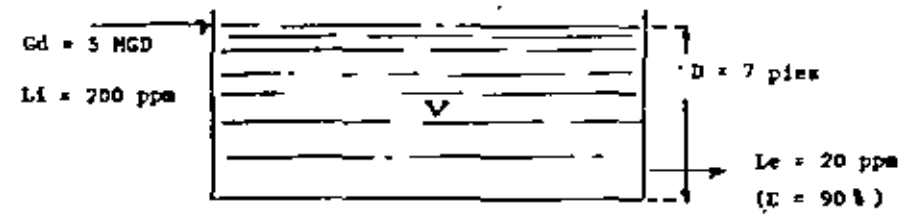
$$V = \frac{Gd}{Q} \cdot D$$

$V$  = volumen, acre/pie

$Gd$  = millón/galones/día (MGD)

$D$  = pies

Ejemplo :



$$\frac{L_e}{L_i} = e^{-0.3 \frac{D}{Q} . 67}$$

$$\frac{20}{200} = e^{-0.3 \frac{7}{Q} . 67}$$

$$0.1 = \frac{1}{e^{\frac{2.1}{Q} . 67}}$$

$$Q = 0.87 \text{ MGAD}$$

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

$$V = \frac{5}{0.87} \cdot 7$$

$$V = 403 \text{ acre/pie}$$

$$V = 49,900 \text{ m}^3$$

Como en el caso anterior se pueden emplear nomogramas. Los resultados que se obtienen son los siguientes :

$$Q = 0.87 \text{ MGAD}$$

$$A = 5.75 \text{ acres}$$

$$\text{Diámetro} = 550 \text{ pies}$$

$$V = 40.3 \text{ acre/pie}$$

#### 4. DISCUSION SOBRE LA DETERMINACION COEFICIENTES

Un filtro rociador opera en forma similar a un proceso intermitente de lodos activados que puede matemáticamente expresarse así:

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

$S_e$  = sustancia orgánica remanente, mg/l

$S_o$  = sustancia orgánica en el influente, mg/l

$K$  = constante

$X_v$  = sólidos volátiles

$t$  = tiempo de retención

El tiempo medio de retención ( $t_m$ ) es:

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

$C, n, m$  = constantes

$Q$  = carga hidráulica, gpm/pie cuadrado

$D$  = profundidad del filtro, pies

La masa biológica  $X_v$  dependerá del área y naturaleza del material que forma el filtro ( $A_v$ ). Reemplazando en la fórmula anterior :

$$\frac{S_e}{S_0} = e^{-\frac{k \cdot A_v \cdot D^m}{Q^n}} = e^{-\frac{K \cdot D^m}{Q^n}}$$

$$k = K \cdot A_v$$

- En algunas ocasiones es necesario recircular el líquido en el filtro para mejorar la eficiencia, lo que equivale a diluir la DBO en el influente

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

$S_a$  = contenido orgánico por dilución

$$S_a = \frac{S_0 + N \cdot S_e}{1 + N}$$

$N$  = relación del reciclo

$$\frac{S_e}{S_0} = \frac{e^{-X}}{(1 + N) - N \cdot e^{-X}}$$

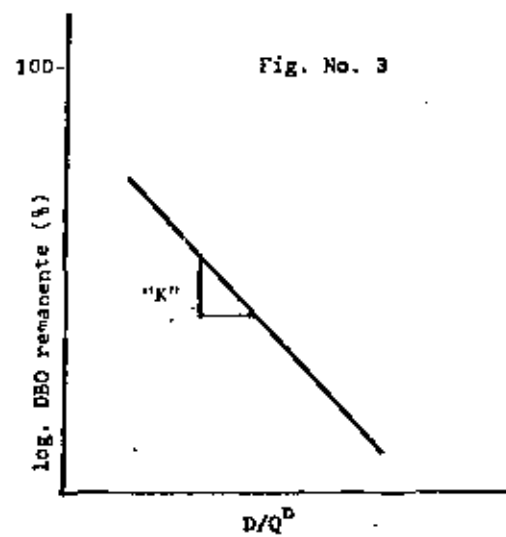
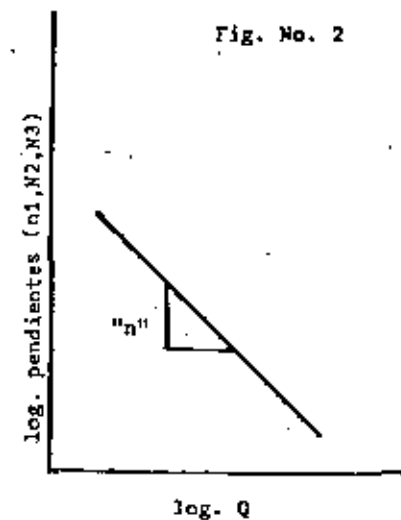
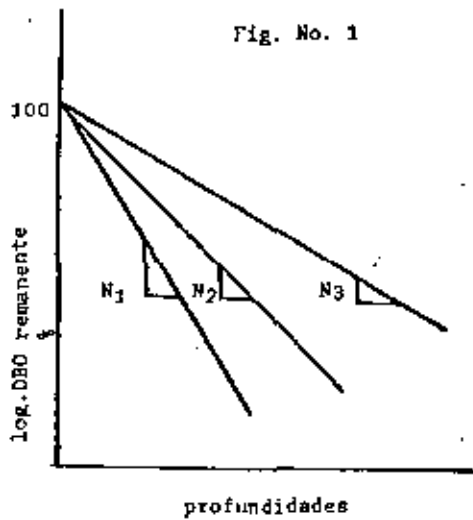
$$X = \frac{K \cdot D^m}{Q^n}$$

Para la determinación de los coeficientes se puede proceder -

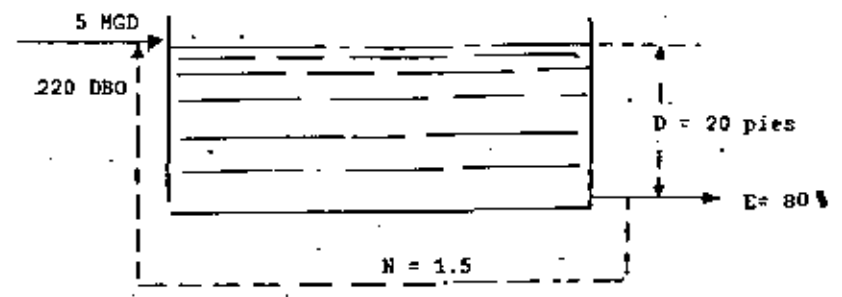
así:

1. Preparar un filtro piloto con dispositivos para tomar muestras a diferentes alturas y usando previamente un medio aclimatado.
2. Seleccionar distintas cargas o flujos hidráulicos, generalmente de 0.5 a 5.0 gpm/pie cuadrado para filtros mayores de 10 pies. de profundidad.
3. A diferentes profundidades y para cada flujo hidráulico se determina la DBO (DQO o COT).
4. Dibujar los valores obtenidos en el anterior de la DBO remanente expresada en porcentaje (%), en papel similogaritmico, en relación con las profundidades a las que se tomaron las muestras. Gráfica No. 1.
5. En la gráfica No. 1 determinar las pendientes ( $N_1, N_2, N_3$ ).
6. Dibujar en papel logaritmico la curva resultante de los valores de las pendientes en relación con valores de  $Q$ , determinando el valor de la pendiente "n". Gráfica No. 2.
7. Dibujar la curva resultante de los valores de los logaritmos del porcentaje de la DBO remanente en relación con los de

$D/Q^n$  y determinar el valor del coeficiente "K". Gráfica No. 3



Ejemplo:



En una planta piloto de filtro rociador se obtuvo la siguiente información :

profundidad (pies)	% de DBO remanente (promedio) carga hidráulica en gpm/pie <sup>2</sup>			
	1	2	3	4
6	52	70	75	80
12	36	46	57	63
18	24	32	43	48.5
24	14	22	32	39

Los valores obtenidos de las curvas fueron los siguientes :

$K = 0.082, \quad n = 0.5$

Se desea diseñar el filtro sin recirculación y con recirculación.

$$\frac{S_e}{S_o} = e^{-\frac{K \cdot D}{Q^n}} \quad (n = 1)$$

$$\frac{S_e}{S_o} = \frac{1}{e \cdot \frac{0.082D}{Q^{0.5}}}$$

$$0.20 = \frac{1}{e \cdot \frac{(0.082)(20)}{Q^{0.5}}}$$

$$Q^{0.5} = 1.02 ; \quad Q = 1.0 \text{ gpm/pie}^2 \\ (1,440 \text{ gpd/pie}^2)$$

$$\text{Área} = \frac{5 \times 10^6}{1,440}$$

$$= 3,475 \text{ pies}^2$$

$$\text{diámetro} = 66.5 \text{ pies}$$

Con recirculación y usando el factor  $N = 1.5$

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

$$S_a = \frac{220 + 1.5(44)}{1 + 1.5}$$

$$S_a = 114.5$$

$$\frac{S_e}{S_a} = \frac{44}{114.5} = 0.385$$

$$0.385 = \frac{1}{e \cdot \frac{(0.082)(20)}{Q^{0.5}}}$$

$$Q^{0.5} = \frac{1.64}{0.955} = 1.72$$

$$Q = 2.96 \text{ gpm/pie}^2$$

$$\text{Área} = \frac{5 \times 10^6}{1,440(2.96)}$$

$$\text{Área} = 1,175 \text{ pies}^2$$

$$\text{Volumen} = 1.175 \times 20$$

$$\text{Volumen} = 23,500 \text{ pies}^3$$

Los coeficientes empleados en el ejemplo se obtuvieron mediante pruebas de campo (planta piloto), cuyos resultados se indican en

Las siguientes páginas 16 y 17.

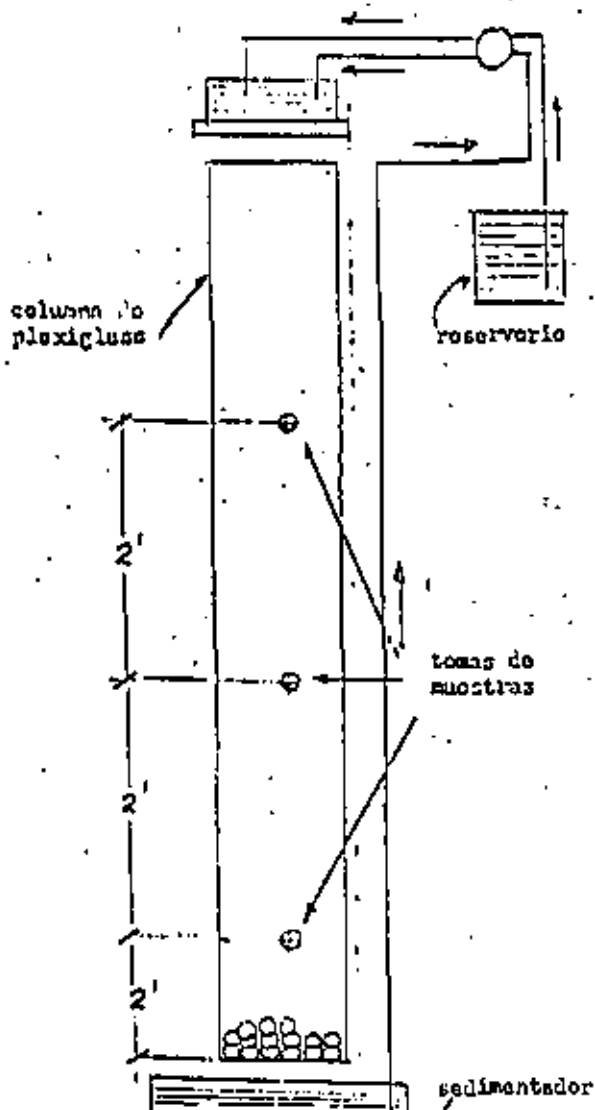
### 5. ESPECIFICACIONES DE LOS FILTROS ROTACIONES

Para el diseño y la buena operación de un filtro rotador es necesario cumplir con ciertas especificaciones básicas.

- La DBO no debe exceder de 500 mg/l para asegurar condiciones aeróbicas. En el caso que los residuos líquidos superen ese valor debe diseñarse el filtro con recirculación.
- Cuando se emplee un medio filtrante con "superficie específica alta (high specific surface,  $M^2/m^3 = 8.55$ ), debe ser mínima la carga hidráulica para evitar una acumulación excesiva de materia orgánica que inunda el filtro.
- El pH de los residuos líquidos debe ser tal que el exceso de acidez o alcalinidad se neutralice en las capas superiores del filtro, este problema se puede obviar diseñando la recirculación del efluente.
- El proceso aerobio requiere O<sub>2</sub>, mediante el cual se lleva a cabo la conversión del C (carbono) y del N (nitrógeno). En los primeros pies de profundidad del filtro se efectúa la liberación

### DETERMINACION PRÁCTICA DE LOS COEFICIENTES

16



Porcentaje de la DBO remanente (promedio)

profundidad (pies)	carga hidráulica (gpm/pie <sup>2</sup> )			
	1	2	3	4
6	62	70	75	80
12	36	46	57	63
18	24	32	43	48.5
24	14	22	32	39

datos para la computación del coef. "K"

D pies	Q gpm/pie <sup>2</sup>	Q <sup>0.5</sup>	D/Q <sup>0.5</sup>	DBO remanente %
6	1.0	1.0	6.0	62
12	1.0		12.0	36
18	1.0		18.0	24
24	1.0		24.0	14
6	2.0	1.414	4.25	70
12	2.0		8.50	46
18	2.0		12.75	32
24	2.0		17.00	22
6	3.0	1.732	3.47	75
12	3.0		6.94	57
18	3.0		11.41	43
24	3.0		19.88	32
6	4.0	2.0	3.0	80
12	4.0		6.0	63
18	4.0		9.0	48.5
24	4.0		12.0	39

ración del  $NH_3$  y en los siguientes la formación de  $NO_2$  (nitritos) y  $NO_3$  (nitratos)

e. La selección de la profundidad del filtro depende de la carga orgánica que se aplique, expresada en kilogramos de  $DBO_5$  por metro cúbico por día, y de la eficiencia deseada en el filtro.

f. Para medios filtrantes constituidos por rocas se emplean profundidades (D) de 1 a 3 metros, cuando el medio es de plástico hasta de 12 metros. El tamaño de la roca puede variar de 5 a 10 cm. de diámetro. Un medio pequeño obtura el filtro y limita la circulación del aire, en cambio, uno grande reduce el área de contacto del líquido con la roca y baja la eficiencia.

g. La temperatura afecta el tratamiento biológico, puede emplearse un coeficiente de corrección.

6. CLASIFICACIONES DE LOS FILTROS

Varios autores clasifican los filtros utilizando distintos criterios, como por ejemplo, la capacidad hidráulica expresada en

Fig. 1

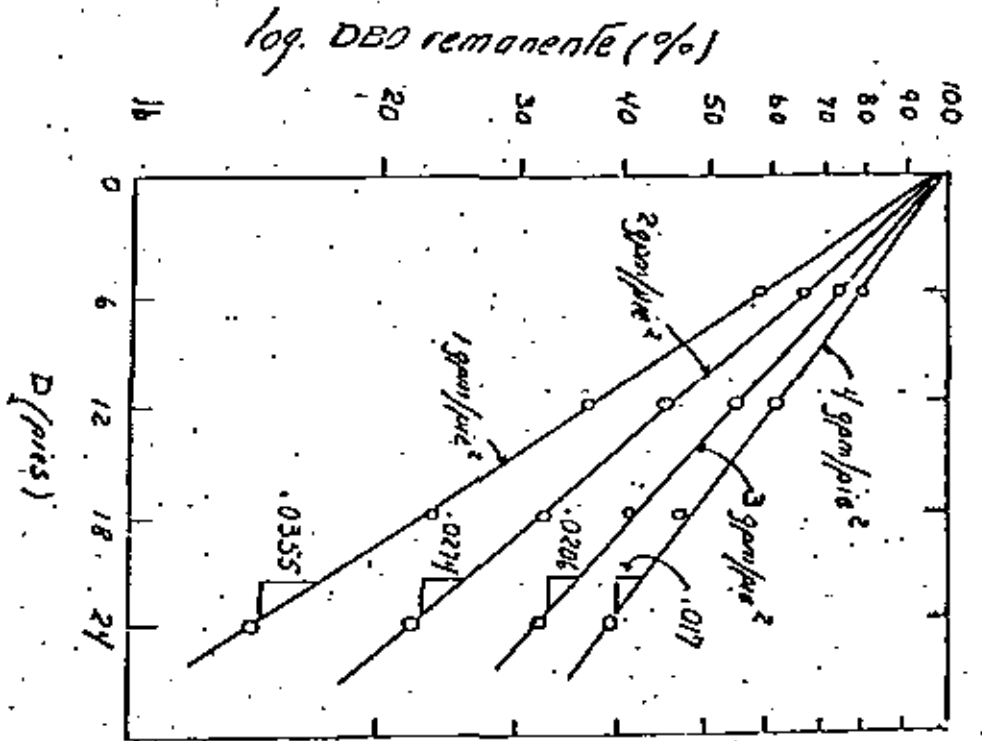


Fig. 3

Determinación de los coeficientes "n" y "k"

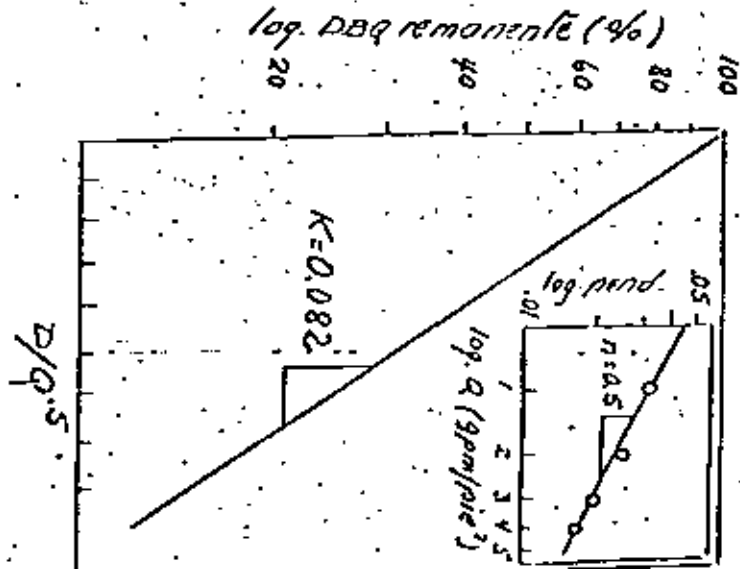


Fig. 2



$m^3/m^3/día$ ; carga orgánica o Kg. de  $DBO_5/m^3/día$  y la que podría llamarse carga superficial en  $m^3/m^2/día$ .

Ingram, Fair, el Water Pollution Research Laboratory de Inglaterra (WPRL), Genetelli y otros han empleado diferentes valores, algunos de los cuales se indican a continuación:

Ingram:  $16.7 m^3/m^3/día$  para la carga hidráulica y  $0.5 Kg/m^3/día$  para la carga orgánica, habiendo empleado filtros con profundidades de 18 a 24 pies.

Fair: Los clasifica de alta tasa ( high rate ) para una carga hidráulica de  $6.13 m^3/m^3/día$  y de baja tasa ( low rate ) de  $0.9$  a  $1.8 m^3/m^3/día$ .

La Royal Commission de Inglaterra:  $0.220$  a  $0.600 m^3/m^3/día$  para la carga hidráulica y  $0.09$  a  $0.12 Kg/m^3/día$  para la carga orgánica.

Genetelli: clasifica los filtros en estandar y de alta tasa. Los primeros de  $1.0$  a  $4.03 m^3/m^3/día$  para la carga hidráulica y  $0.1$  a  $0.4 Kg/m^3/día$  en lo que respecta a la carga orgánica. Los de alta tasa con valores de  $6.0$  a  $40.0 m^3/m^3/día$  y  $0.4$  a  $5.0 Kg/m^3/día$ , respectivamente.

## 7. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

La forma de los filtros rociadores (FR) dependerá de la forma que tenga el sistema distribuidor. Cuando se emplean boquillas fijas los FR son rectangulares. Si los distribuidores son rotativos tienen forma circular, el espesor de las paredes varía de 20 a 30cm. El sistema rotativo gira a 300 rpm. En algunas oportunidades se han empleado FR sin paredes.

Para mejorar la ventilación se puede utilizar abanicos (ventiladores) que impulsan el aire a velocidad a través de ductos.

## 8. EJERCICIOS

Con el objeto de aplicar la metodología anterior se propone resolver los siguientes ejercicios:

a. Un FR tiene un afluente (influyente) de 5 MGD (millones galones día), la  $DBO_5$  es de 220 mg/l, el efluente tiene un  $DBO_5$  de 44 mg/l (eficiencia del 80%). La relación del reciclo es de 1.5. La profundidad de 20 pies.

Calcular el volumen del filtro aplicando el método del Consejo Nacional de Investigación (CNI) y el de Schulze modificado.

CNI :

Volumen = 5.2 acre/pie  
= 226,500 pies cúbicos

Método Schulze:

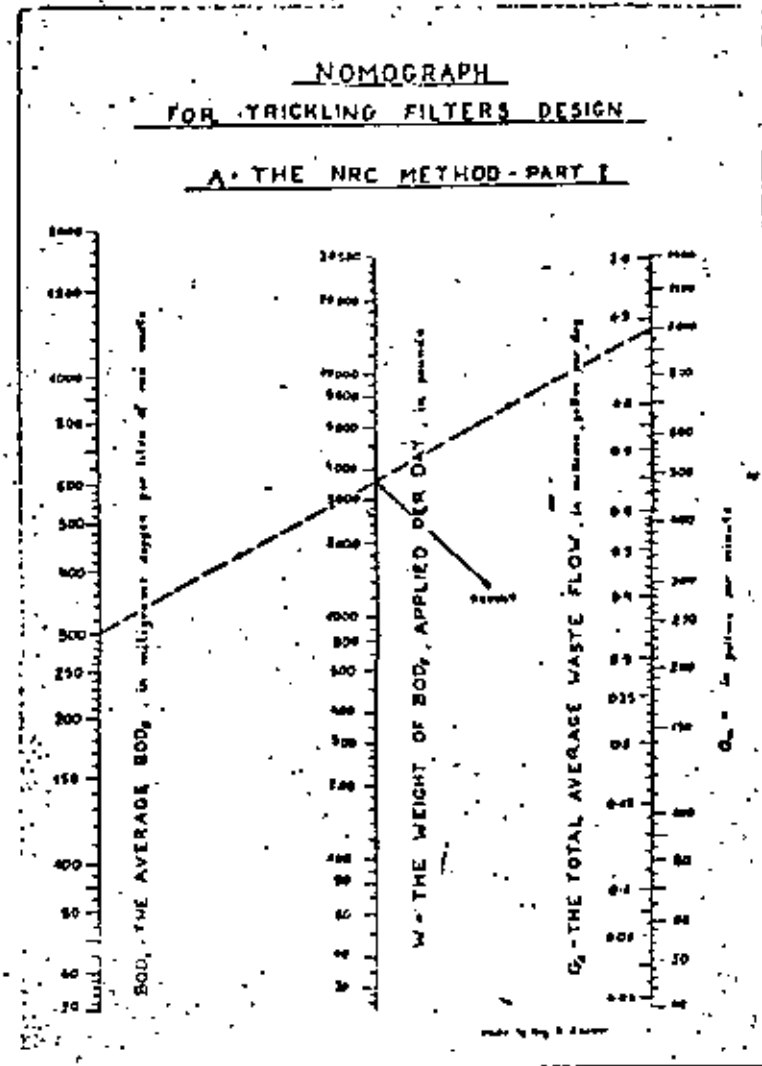
Volumen : 23,500 pies cúbicos

b. Calcular el volumen de un FR que recibe aguas residuales con un gasto de 20 l/seg. y una DBOS de 200 mg/l. Se desea obtener un efluente de 20 mg/l. La profundidad del filtro es de 10 pies. Aplicar el método de Schulze modificado.

$Q = 1.49 \text{ MGAD}$  (1.49 millones/galones/acre/día)

Volumen = 3.09 acre/pie (134,500 pies cúbicos)

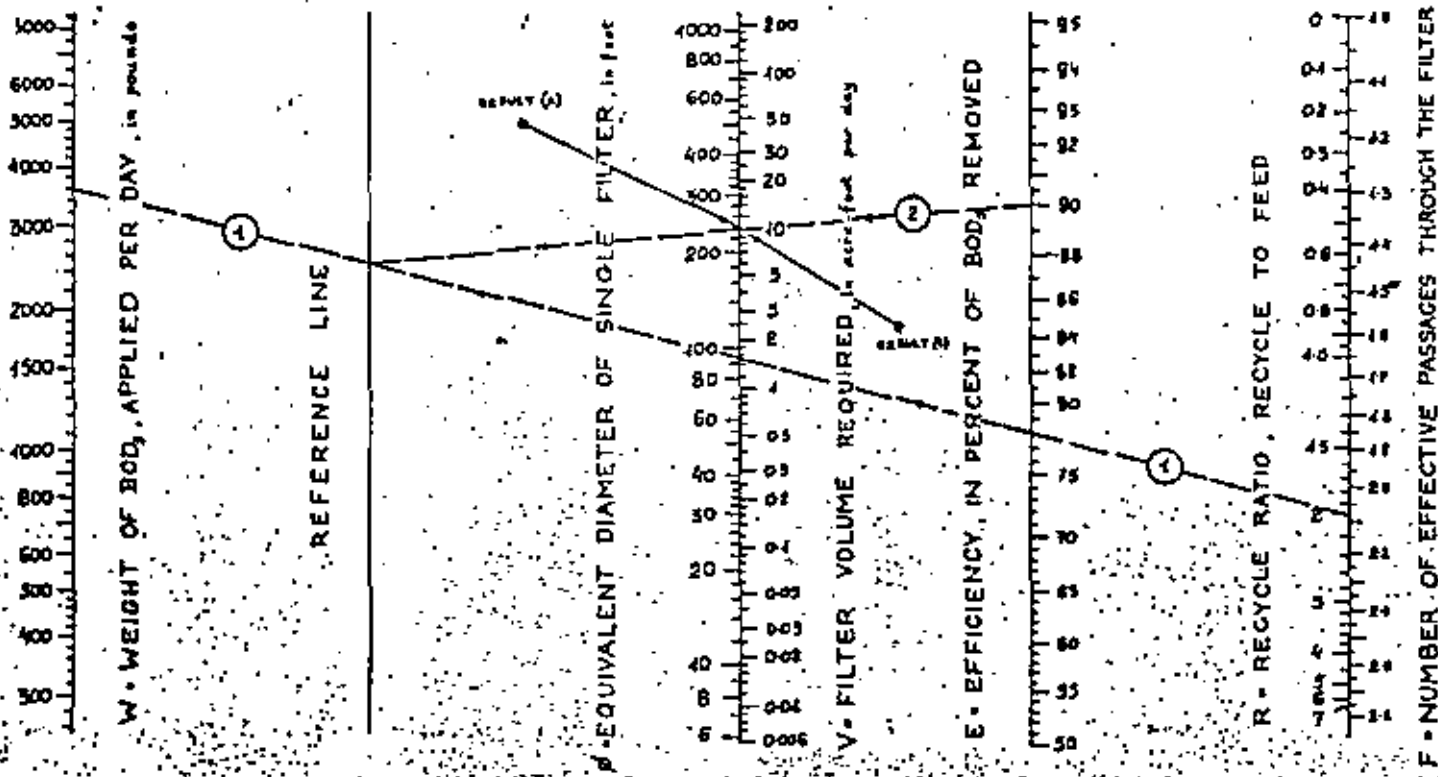
c. Empleando los casos de los ejemplos propuestos, calcular los valores correspondientes a carga hidráulica expresarla en  $\text{m}^3/\text{m}^3/\text{día}$ , carga orgánica en  $\text{Kg}/\text{m}^3/\text{día}$  y las cargas superficiales en  $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ . Hacer los correspondientes comentarios.



# NOMOGRAPH

## FOR TRICKLING FILTERS DESIGN

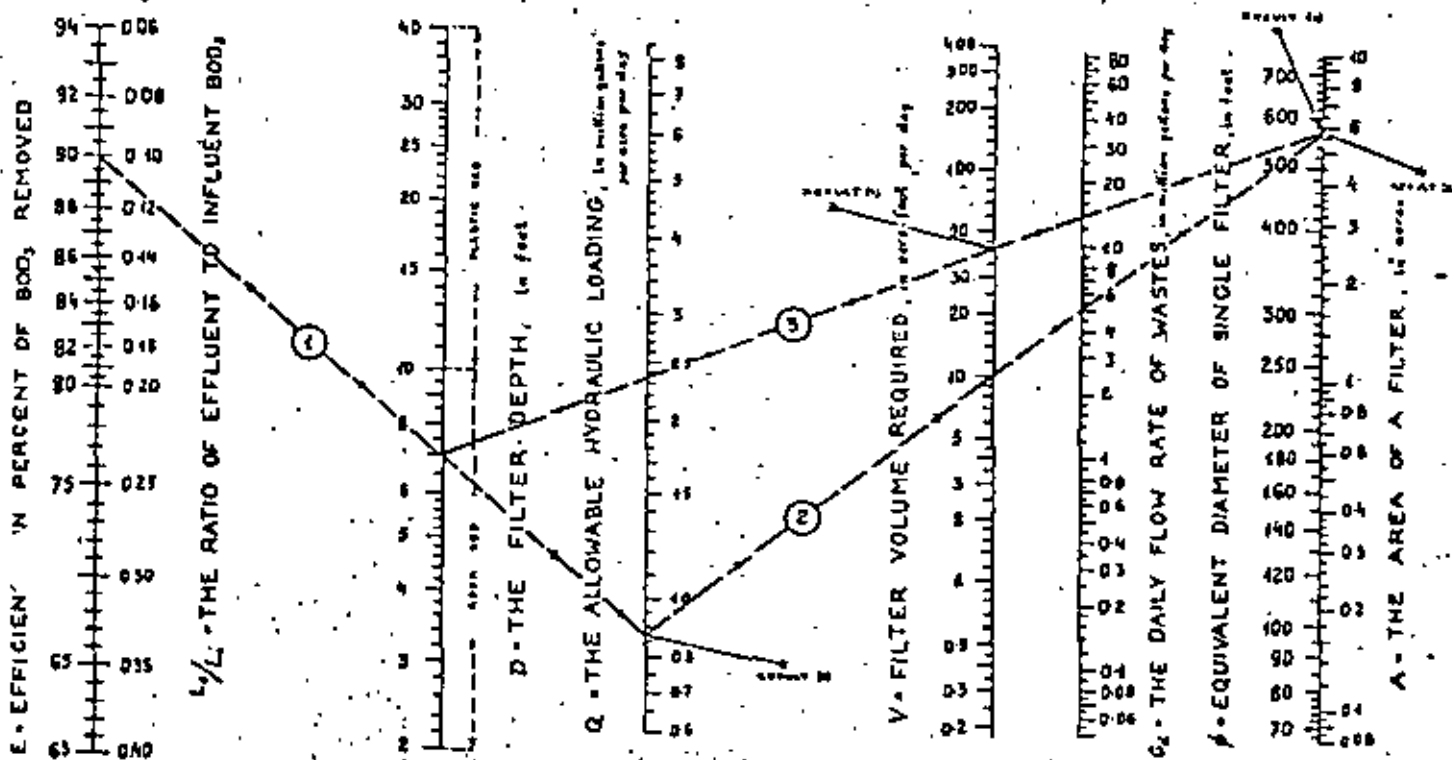
### A - THE NRC METHOD - PART II



# NOMOGRAPH

## FOR TRICKLING FILTERS DESIGN

### B - THE SCHULZE METHOD



APLICACIONES DE LOS FILTROS ROCIADORES

- o INDUSTRIA TEXTIL (Algodón)
- o INDUSTRIA PROCESAMIENTO PIELES (Curtidurías)
- o LAVANDERIAS ( Tintorerías )
- o ENLATADOS: ARVEJAS, TOMATES, -  
FRIJOLES, CEREZAS, CITRICOS, -  
CIDRA, MANZANA (Carga Orgánica Alta)
- o INDUSTRIA LACTEA (Carga Orgánica Alta)
- o INDUSTRIA DE LA CERVEZA
- o EMPACADO DE LA CARNE
- o INDUSTRIA DEL CAFE

APLICACIONES DE LOS FILTROS ROCIADORES

- o INDUSTRIA TEXTIL (Algodón)
- o INDUSTRIA PROCESAMIENTO PIELES (Curtidurías)
- o LAVANDERIAS (Tintorerías)
- o ENLATADOS: ARVEJAS, TOMATES, -  
FRIJOLES, CEREZAS, CITRICOS, CI  
DRA, MANZANA (Carga Orgánica Alta)
- o INDUSTRIA LACTEA (Carga Orgánica Alta)
- o INDUSTRIA DE LA CERVEZA
- o EMPACADO DE LA CARNE
- o INDUSTRIA DEL CAFE

BIBLIOGRAFIA

WATER QUALITY ENGINEERING FOR PRACTICING ENGINEERS  
W. Wesley Eckenfelder, Jr.

WATER POLLUTION CONTROL. EXPERIMENTAL PROCEDURES FOR  
PROCESS DESIGN.

W. W. Eckenfelder- D. L. Ford

INTERNATIONAL POLLUTION CONTROL MAGAZINE  
Pilot Issue 1972/Vol. I, No. 1

PUBLICACIONES DE LA EPA (Environmental Protection Agency)

WASTE TREATMENT PLANTA DESIGN AND OPERATIONAL CONTROL  
World Health Organization.



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

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES  
INDUSTRIALES Y REUSOS

L A G U N A S

ING. EDMUNDO IZURIETA RUIZ

OCTUBRE, 1981

## LAGUNAS DE ESTABILIZACION.

Los fenómenos de urbanización e industrialización están continuamente generando altos volúmenes de residuos líquidos, cuyas cantidades y características varían cuando son domésticos o industriales. Por esta razón, es un imperativo emplear métodos eficientes para el tratamiento de tales residuos, pero condicionados a que los costos de construcción sean bajos y no se presenten dificultades en la operación del proceso.

Las lagunas de estabilización son simples estructuras de tierra, abiertas al aire y al sol, elementos que constituyen los recursos naturales utilizados para la transformación de la materia orgánica en las que se efectúa la autoperificación de los residuos líquidos por medio de la acción mutua de algas y bacterias. En relación con los procesos convencionales tienen la enorme ventaja de que los costos de construcción y de operación son menores.

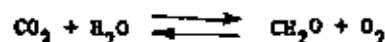
El objetivo del tratamiento de los residuos líquidos domésticos e industriales es producir el menor grado de contaminación de los cuerpos receptores de agua ya que estos pueden ser usados para muy variados fines como el abastecimiento de agua a poblaciones, uso en industrias, irrigación, explotación de especies acuáticas, recreación, etc.

En las lagunas de estabilización se presentan dos procesos biológicos, en la parte superficial el denominado "aerobio" y en el fondo el "anaerobio". El lodo, producto de la sedimentación, está constituido por material celular derivado de la fotosíntesis o por restos descompuestos de plantas, protozoarios y bacterias.

- 2 -

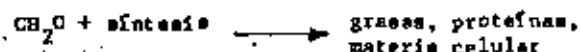
La acción de la luz solar origina el proceso bioquímico; constituyéndose la materia orgánica y cuerpos gaseosos como el anhídrido carbónico (CO<sub>2</sub>) originado por la respiración.

### FOTOSINTESIS (luz solar)



### RESPIRACION

CH<sub>2</sub>O = carbohidratos



En el proceso de descomposición de la materia orgánica se producen otras reacciones debidas a los ciclos del nitrógeno, fósforo y azufre, a partir de los cuales se generan compuestos como el gas amoníaco (NH<sub>3</sub>), fosfatos (PO<sub>4</sub>) y gas sulfhídrico (H<sub>2</sub>S). En este proceso, o sea del metabolismo microbiano anaerobio, que se lleva a cabo con la ausencia de oxígeno se producen compuestos gaseosos con acentuados olores desagradables.

En la remoción de la materia orgánica se llevan a cabo básicamente dos procesos, uno denominado oxidación (destrucción) con producción de energía (calor) y otro de síntesis que usa la energía producida para la formación de compuestos complejos. Este fenómeno de oxidación-síntesis origina los lodos como producto de la remoción bioquímica de materia orgánica. A continuación se indican algunos valores de los subproductos producidos.

Substratos modificados por oxidación y síntesis.

clase del compuesto	síntesis %	oxidación %	logos %
Carbohidratos	5-25	13	65-85
Alcoholes	25-38	30	52-66
Amino-ácidos	22-58	42	32-68
Ácidos orgánicos	30-80	50	10-60

MECANISMOS DEL PROCESO DE ESTABILIZACIÓN.

En la estabilización de la materia orgánica las bacterias o microorganismos atacan a la materia orgánica, fraccionándola y originando varios compuestos orgánicos complejos que persisten en la masa líquida bajo condiciones aerobias. Como resultado de la actividad bacteriana se producen nuevas células, bióxido de carbono, iones de sales minerales, agua amoníaco, etc.

El bióxido de carbono, el amoníaco y los iones de sales minerales son utilizados por las algas para sintetizar nuevas células. En este proceso hay producción de oxígeno.

Las algas juegan un papel importante en el proceso anterior porque fijan el carbono del bióxido de carbono y originan oxígeno libre, elemento necesario para el proceso aerobio.

Las algas que predominan en las lagunas de estabilización son

verdes o verde azules. Entre las verdes podemos citar: Chlamydomonas, Chlorella, Euglena, Microactinium y Scenedesmus, como las más comunes. Entre las algas verde azules la Anabaena, Oscillatoria y Phormidium.

La producción de bióxido de carbono producido por el metabolismo bacteriano tiende a bajar el pH de la masa líquida. Por otra parte, las algas utilizan el CO<sub>2</sub> producido, lo que origina la elevación del pH. Por esta razón, la presencia de un pH estable refleja un equilibrio entre la actividad bacteriana y la ocasionada por las algas.

FACTORES FÍSICO-QUÍMICOS

Para obtener resultados favorables en la operación, hay que considerar varios factores físico-químicos que afectan el equilibrio biológico de las lagunas de estabilización. Entre los físicos hay que tomar en cuenta algunos parámetros como la temperatura, iluminación, infiltración, evaporación, precipitación pluvial y vientos.

La temperatura influye directamente en la producción del oxígeno disuelto de la masa líquida. Las reacciones químicas y bioquímicas se aceleran con las variaciones en la temperatura; es así como, se ha demostrado que la rapidez de las reacciones químicas se duplica por cada 10°C de aumento en la temperatura.

Temperaturas por arriba de los 30°C intensifican la producción de gases en el material depositado en las lagunas, dando como resultado el desprendimiento y elevación del material constituido por algas verde-azules.



Para la determinación de la velocidad de reacciones químicas se puede aplicar la fórmula (Hoff-Arthenius).

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

- t = tiempo de reacción a la temperatura T
- t<sub>0</sub> = tiempo inicial a la T<sub>0</sub> (temperatura inicial)
- c' = coeficiente (0.0693)

En el caso de una reacción bioquímica se puede escribir:

$$\frac{K_{35}}{K_T} = \frac{t_T}{t_{35}} = \theta (35 - T)$$

- K<sub>35</sub> y K<sub>T</sub> = valores de la constante de velocidad de degradación en la reacción bacteriana.
- θ = coeficiente que para las aguas residuales domésticas es igual a 1.085

En lo referente a la iluminación las algas utilizan del 2 al 9% de la luz solar, siendo el 5% un valor común.

Se puede usar la siguiente expresión:

$$I = I_0 e^{-kcd}$$

- I<sub>0</sub> = intensidad luminosa en la superficie líquida
- I = intensidad de luz después de atravesar la lámina líquida
- c = concentración de algas
- k = coeficiente de absorción luminosa
- d = espesor de la capa líquida

La energía luminosa utilizada en la fotosíntesis se puede expresar con la siguiente fórmula:  $f = \frac{I_s}{I_0} (\log_e \frac{I_0}{I_s} + 1)$   
f = fracción de energía luminosa utilizada en la fotosíntesis

I<sub>s</sub> = intensidad de saturación de la luz para las algas predominantes en la lámina líquida considerada

Para dar un ejemplo, la Chlorella presenta como intensidad de saturación el valor de 600 bujías-pie, o sea, 2.5 x 10<sup>6</sup> ergios/cm<sup>2</sup>/seg.

El equilibrio hídrico de la laguna está dado por el caudal de entrada, la evaporación, la precipitación y la filtración.

El monto anual de descarga o el gasto del afluyente estará dado por la siguiente ecuación:

$$Q_e = (Q_i + P) - (E + F)$$

- Q<sub>e</sub> = gasto del efluente
- Q<sub>i</sub> = gasto recibido por la laguna (influyente)
- P = precipitación
- E = evaporación
- F = infiltración

Si la laguna no tiene efluente, quiere decir que la ecuación tiene la tendencia a ser igual a cero. Sin embargo, pueda ocurrir fluctuaciones en el nivel del agua debidas a fluctuaciones en cualquiera de las variables, pero si ocurre un valor negativo durante largo período de tiempo, la laguna llega a tener un nivel tan bajo que la hace inútil y no cumple con lo estipulado en el diseño, porque tanto algas como bacterias no cumplen con la luz que.

Es importante considerar el binomio evaporación/infiltración ya que representa las pérdidas de agua en la laguna. Como efectos directos de la evaporación tenemos el aumento en la concentración de los microorganismos

y la disminución en el período de retención.

La evaporación es más intensa o mayor cuando es menor la presión barométrica, se la determina así:

$$E = 15 (Vw - Vh) \left( 1 + \frac{v}{16} \right)$$

E = evaporación mensual, en milímetros

Vw = presión de vapor del agua a la temperatura del agua, en milímetros de mercurio

H = humedad relativa, por ciento

v = velocidad del viento en kilómetros por hora

Los valores de las presiones del vapor del agua varían de 4.58 a 760.0 milímetros de mercurio para 0°C y 100°C, respectivamente.

La infiltración es un factor que puede impedir la obtención del nivel óptimo de operación de la laguna. Un análisis del suelo no es a veces suficiente para poder predecir la pérdida del líquido que pueda ocurrir por efecto de la infiltración. El contenido de sodio del agua residual puede contribuir a sellar el fondo de la laguna por medio de alteraciones que se producen en su composición química. Hay dos reglas que deben considerarse como fundamentales: una no debe permitirse ninguna infiltración hacia lugares donde existen pozos o fuentes de agua subterráneas que son utilizados para uso doméstico; otra, si el suelo donde se ubica la laguna es de grava o piedra caliza debe ser recubierto con una capa de arcilla impermeable.

La precipitación pluvial tiene efecto en la dilución de las lagunas, de una manera general puede decirse que es igual a la evaporación.

Los vientos producen olas en las lagunas, sobretodo a velocidades superiores a 50/km por hora, favorecen la oxigenación de las capas superiores de la masa líquida y estimulan la dispersión de los sólidos existentes en las lagunas.

Entre los factores químicos que deben considerarse y que intervienen directamente en el funcionamiento tenemos: nutrientes, oxígeno disuelto, pH y complejos compuestos orgánicos.

El nutriente más comúnmente utilizado por la mayoría de las algas es el bióxido de carbono libre. Hay indicaciones que algunas especies se alimentan del bicarbonato. Además del carbono contenido en el bióxido de carbono tenemos otras sustancias como el nitrógeno, fósforo, azufre, potasio, magnesio y calcio, trazas de hierro, manganeso, silicio, zinc, cobre, cobalto, molibdeno, boro y vanadio.

Los residuos líquidos domésticos son ricos en elementos nutritivos para las bacterias, pero esto no ocurre en los residuos industriales que tiene deficiencias de nutrientes y a veces sustancias tóxicas que matan a las bacterias y a las algas.

La cantidad de oxígeno disuelto ( $O_2$ ) en la masa líquida dependerá de la actividad microbiana y de las algas existentes. La actividad microbiana se traduce por una mayor o menor demanda bioquímica de oxígeno, que a su turno depende de las cantidades de materia orgánica introducidas en la laguna o sea de la carga orgánica del proceso.

El oxígeno disuelto es variable con la temperatura; así por ejemplo a 0°C y a 760 milímetros de mercurio el oxígeno disuelto es de --

de 14.65 mg/litro; en cambio, a 10°C es de 11.27 mg/litro y a 20°C es de 9.02 mg/litro.

#### CLASIFICACION DE LAS LAGUNAS.

Las lagunas de estabilización se clasifican en: facultativa, anaerobia, aerobia, aereación mecánica y maduración.

Las facultativas, operan con cargas orgánicas medias, se llevan a cabo los dos procesos, el aerobio en base a la presencia de algas y al oxígeno del aire, y el anaerobio en la parte profunda de la laguna, de acuerdo a los cambios estacionales y diario del proceso fotosintético.

Las anaerobias, trabajan con cargas orgánicas menores y no requieren la presencia de oxígeno libre porque el proceso es enteramente anaerobio con producción de malos olores.

Las aerobias, soportan cargas orgánicas bajas, la materia biodegradable en suspensión o disuelta para transferirse requiere del  $O_2$  producido por las algas en la fotosíntesis y la transferencia del gas en la superficie del líquido, son de poca profundidad.

Las de aereación mecánica, funcionan con altas cargas orgánicas, tienen mayor profundidad, menor área, el proceso es enteramente aerobio - producido por aereación de tipo mecánico que suministra altas cantidades del oxígeno necesario.

Las de maduración, se emplean exclusivamente para reducir el número de bacterias del efluente.

En este estudio se tratará exclusivamente las dos primeras la-

guas, o sea, las facultativas y las anaerobias.

#### DISEÑO DE LAS LAGUNAS.

El procedimiento de diseño de las lagunas de estabilización es impreciso. Al mismo tiempo intervienen operaciones de sedimentación, oxidación, digestión, transferencia de gas y fotosíntesis, aereación mecánica, evaporación e infiltración.

En forma general intervienen factores como: período de retención, profundidad de la laguna, carga orgánica del influente, carga orgánica del efluente, temperatura del agua de la laguna, energía de la luz solar, eficiencia en la conversión de la energía solar, en energía química.

#### LAGUNAS FACULTATIVAS

Como se indicó anteriormente las lagunas facultativas son aquellas en las cuales la capa superior está en contacto con el aire y por lo mismo el proceso es aerobio, las capas de la zona central (intermedia) — contienen bacterias facultativas y en el fondo de la laguna la transformación de la materia orgánica es anaerobia. En la práctica no se conocen con el nombre de facultativas; pero, la mayoría de las existentes son de este tipo. A continuación efectuaremos una revisión de las matemáticas del diseño y los fundamentos biológicos.

Existen varios sistemas o composición de lagunas; en términos generales, las facultativas están precedidas por procesos anaerobios, para tener en tercer término lagunas de maduración.

Para el diseño de este tipo de lagunas la ecuación no establece diferencia entre la velocidad de descomposición biológica de las materias solubles y la de los sólidos sedimentables.

ECUAC. No. 1

$$L_p = \frac{L_0}{(K_T R_T + 1)}$$

$L_p$  = DBO<sub>5</sub> del agua efluente (mg/litro)

$L_0$  = DBO<sub>5</sub> del agua influente (mg/litro)

$K_T$  = velocidad de descomposición a la temperatura T

$R_T$  = tiempo de retención a la temperatura T

El valor de la velocidad de descomposición  $K_T$  depende de la

temperatura:

ECUAC. No. 2

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

T = temperatura de la Laguna (grados Centígrados)

$\theta$  = coeficiente de reacción en función de la temperatura (1.085)

$K_{35}$  = velocidad de descomposición a 35°C

A continuación se indican valores de  $K_T$  para diferentes tem-

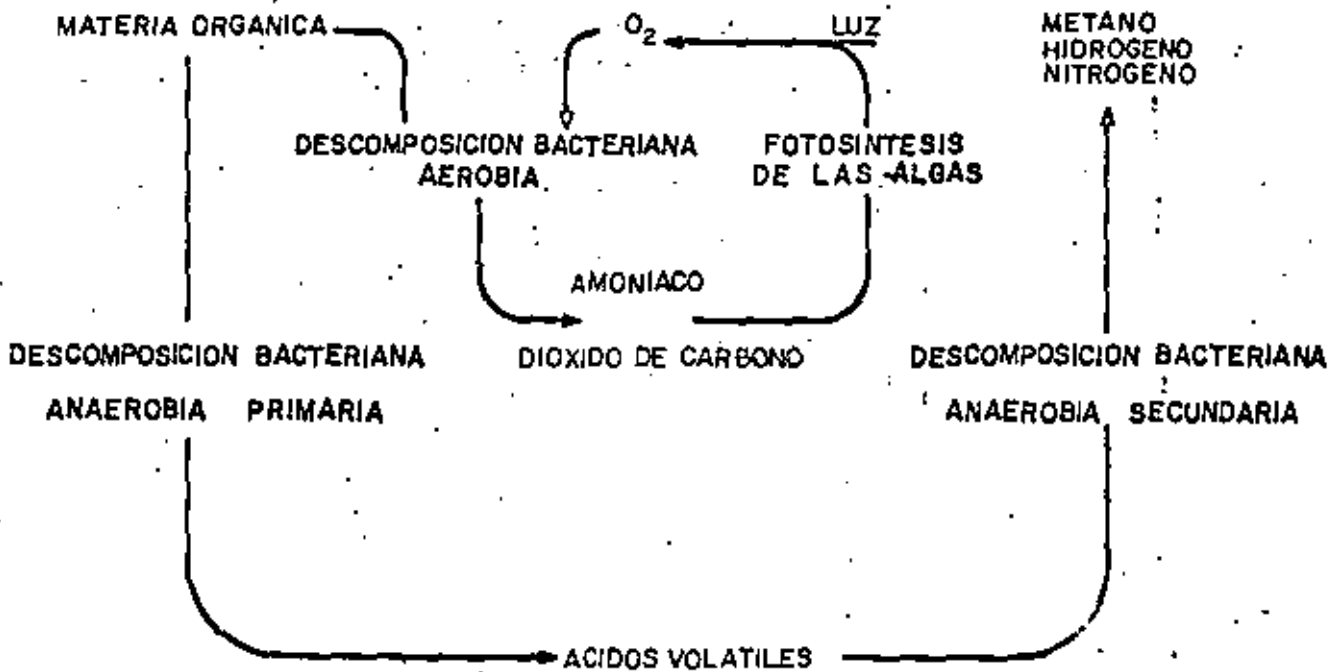
peraturas:

Temperatura °C	$K_T$ por día.	Temperatura °C	$K_T$ por día
5	0.103	25	0.53
10	0.12	30	0.80
15	0.24	35	1.20
20	0.35		

La eficiencia de la laguna se puede determinar con la fórmula:

ECUAC. No. 3  $E (Z) = \left( \frac{L_0 - L_p}{L_0} \right) 100$

## DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA LAGUNA FACULTATIVA



$$E = 1 - \frac{1}{\frac{K_T}{R_T} + 1}$$

$$E = \left( \frac{1}{\frac{1}{K_T} + \frac{R_T}{1}} \right) 100$$

Muchos factores intervienen en el óptimo funcionamiento de la laguna entre los principales la carga orgánica total, la profundidad, la carga por unidad de superficie.

Pueden producirse malos olores por distintas causas: temperatura alta, superficie insuficiente, distribución desigual de los sólidos sedimentables, insuficiente profundidad de la masa líquida, entre otras.

Pueden corregirse estos problemas mediante la construcción de varias entradas del agua a la laguna para lograr una mejor distribución de los sólidos sedimentables, aumentar la profundidad de la capa de agua hasta una altura de 1.5 a 2.0 m.

Para la aplicación del modelo matemático existen varios procedimientos entre los que se destaca el empírico y las experiencias sud-africanas.

1. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.

Esta metodología corresponde al análisis de los resultados obtenidos por Cloyna y Herman. La ecuación No. 3 fue para el cálculo de la eficiencia de las lagunas, el volumen se pueda determinar con la siguiente expresión:

ECUAC. No. 4

- V = (3.5 x 10<sup>-5</sup>) N.q.La e<sup>(35 - Tm)</sup>
- V = volumen (m<sup>3</sup>)
- N = número de personas
- q = cantidad de aguas residuales (l/ día)
- La = demanda bioquímica última o DBOu (ug/l)
- e = coeficiente de reacción por la temperatura (1.085)
- Tm = temperatura media del agua en el mes más frío ( °C)

El valor N.q. la denomina "factor de carga" (FC), mediante éste se puede elaborar un gráfico para el cálculo de los volúmenes a diferentes temperaturas.

La fórmula para el volumen se aplica en el caso de aguas residuales que tienen composición normal, cuando se tienen valores muy elevados para DBOu, o sustancias tóxicas, se requieren considerar mayores volúmenes de las lagunas. La intensidad de luz, el total de sólidos disueltos y otros factores influyen en el volumen requerido; pero, para el tratamiento de aguas domésticas la temperatura es el factor de mayor importancia en la determinación del volumen de superficie.

En la fórmula no interviene un coeficiente para expresar la influencia de la intensidad de luz (insolación), pero hay que tomarla en cuenta aumentando la superficie de la laguna. Cuando hay periodos de nubosidad por dos o más semanas pueda emplearse una unidad de pretratamiento anaerobio.

Para comparar el efecto de la temperatura se puede dimensionar como ejemplo una laguna con la fórmula anterior, tomando los siguientes datos.

N = 10,000 hab.  
 q = 150 l/hab.  
 DBO<sub>5</sub> (L<sub>0</sub>) = 250 mg/l  
 T<sub>m</sub> = 10°C y 25°C  
 Profundidad = 1.5 m.  
 El caudal (Q) = 1,500 m<sup>3</sup>/día

	10°C	25°C
Volumen	100,931 m <sup>3</sup>	29,660 m <sup>3</sup>
Superficie	67,290 m <sup>2</sup> (6.73 Ha)	19,773 m <sup>2</sup> (1.98 Ha)
Carga Orgánica	378 kg/día	378 kg/día
Carga superficial	56 kg/día	191 kg/día
Período de retención	67.3 días	19.8 días

De lo anterior se concluye que variaciones en la temperatura significan cambios en los elementos de diseño de la laguna facultativa; efectivamente, el volumen se redujo a la 1/3 parte, la superficie en la 2/3 parte, la carga superficial que soporta a la laguna es prácticamente cuatro veces mayor a la temperatura de 25°C y el período de retención es menos de 1/3.

## 2. Metodología Sudafricana

Las experiencias obtenidas en Africa del Centro y Sur (Marsala

y Shaw) indicaron que el comportamiento de las lagunas facultativas depende de la profundidad.

La fórmula que se utiliza es la siguiente:

$$\text{ECUAC. No. 5} \quad L_p = \frac{600}{(0.18 d + 8)}$$

L<sub>p</sub> = DBO del efluente a 5 días y 20°C (mg/l)  
 d = profundidad (m.)

También es posible aplicar la fórmula de la Ecuación No. 1, en la que el valor de K<sub>t</sub> es 0.17.

$$\text{ECUAC. No. 6} \quad L_p = \frac{L_0}{0.17 R_t + 1}$$

L<sub>p</sub> = DBO<sub>5</sub> del efluente (mg/l)  
 L<sub>0</sub> = del influente (mg/l)  
 R<sub>t</sub> = tiempo de retención

La estratificación térmica permite que las capas inferiores estén sujetas al proceso anaerobio; en cambio, en las capas superiores se desarrolla a la oxidación aerobia, debida a la fotosíntesis y a la disolución del oxígeno del aire.

La profundidad de las lagunas facultativas es generalmente de 1.50 a 1.80 m., la que es suficiente para permitir el desarrollo de la estratificación térmica y la constitución de las dos zonas indicadas anteriormente. Las reacciones bioquímicas en la zona anaerobia son similares a las que se describirán en las lagunas anaerobias. En las capas superiores el desarrollo de las algas puede sobresaturar las lagunas con oxígeno disuelto. La mayor parte del carbono de la materia orgánica

sirve como energía para las bacterias que como subproducto expelen  $\text{CO}_2$ , el restante se utiliza para formar nuevas células. El  $\text{CO}_2$  producido por la respiración puede ser nuevamente aprovechado para convertirse en células de algas que salen con el efluente o se depositan en el sedimento en la zona anaerobia, debido a la producción de algas y bacterias muertas. En esta forma, las lagunas facultativas tienen dos procesos, el de oxigenación por fotosíntesis y el de fermentación con producción de metano, - estos dos procesos son importantes para la reducción de la DBO de las aguas residuales.

La experiencia sudafricana indicó que la temperatura tiene un marcado efecto en el comportamiento de las lagunas facultativas. Al aumentar la producción de algas aumenta la producción de  $\text{O}_2$ , el que se escapa del líquido si sobrepasa el nivel de sobresaturación. La fotosíntesis producida por las algas con el consumo de  $\text{CO}_2$ , tiende a aumentar el pH en la capa aerobia de la laguna. Generalmente el pH puede llegar hasta 10.0 en condiciones favorables dependiendo del efecto amortiguador del agua de la laguna. La máxima oxidación bacteriana ocurre a un pH 8.3, para valores mayores de 9.5 el proceso se ve seriamente afectado.

En lo que respecta a profundidad y tiempo de retención las lagunas facultativas se diseñan para producir una calidad de efluente comparable al que se obtiene en el tratamiento secundario; por esta razón, la profundidad y el tiempo de retención son muy importantes en el diseño de las lagunas de estabilización.

La profundidad debe ser tal que permita el desarrollo de la estratificación térmica. Parker recomienda de 0.45 a 1.20 m.; Oswald de 1.50 a

2.10 m.; Dawson y Grasing de 3 a 7.60 m., para lagunas primarias en las regiones nórdicas.

En general, una profundidad de 1.50 a 1.80 m. es la de uso más común para lagunas facultativas de estabilización. De hecho, hay poca ventaja práctica para aumentar la profundidad sobre 1.80 m., ya que se disminuye el área superficial o se aumenta la carga orgánica.

Se han investigado condiciones de carga de 224 y 336 kg/Ka/ día de DBO habiéndose encontrado remoción de 99% y 74 al 89%, respectivamente. Gloyna, obtuvo períodos de retención de 36 a 82 días para líquidos residuales domésticos con 300 mg/l de DBO<sub>5</sub>, a profundidad de 1.20 m. y para temperaturas de 20°C y 10°C respectivamente.

#### LAGUNAS ANAEROBIAS.

Este tipo de lagunas se utiliza como proceso de pretratamiento para reducir la carga de la DBO en las lagunas facultativas. Sirven para evitar el ascenso, a la superficie, de una apreciable proporción de lodos, durante la estación calurosa, que se desplaza a la deriva en la superficie de la laguna.

La desventaja de las lagunas anaerobias radica en la posibilidad de que se produzcan malos olores; por esta razón, es necesario estudiar cuidadosamente su localización respecto a las viviendas.

La reducción de la DBO es función del tiempo de retención de los sólidos en suspensión y de la temperatura del residuo líquido. El proceso de estabilización en estas unidades puede tomar mucho tiempo, como consecuencia de los factores antes mencionados.

En el diseño de las lagunas anaerobias se emplea la metodología concluida de la experiencia sudamericana, la que se fundamenta en los resultados obtenidos en una área geográfica de características subtropicales y con una temperatura media anual de 20°C (Zambia-Latitud sur 15°).

Las lagunas anaerobias operan en forma similar a los tanques sépticos y a las letrinas, para la reducción de la DBO se puede aplicar la fórmula que se indicará posteriormente, cuyos coeficientes se han deducido en base a la temperatura media del agua que corre a la laguna que es de 20°C.

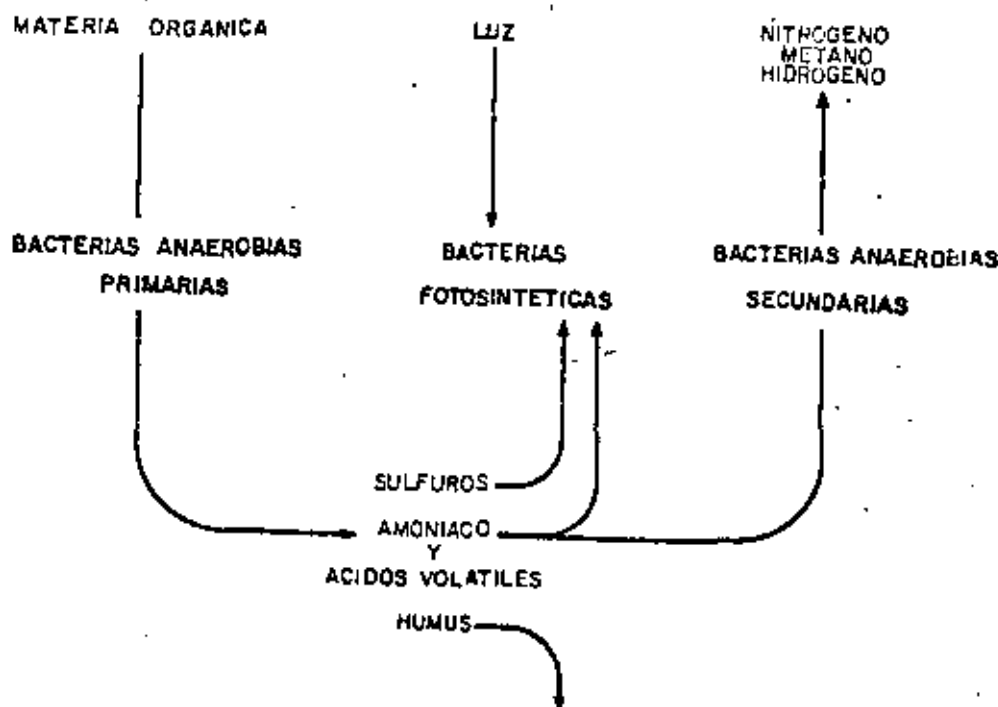
El proceso anaerobio consta de dos etapas, la primera se lleva a cabo por la acción de bacterias que originan la producción de ácidos y la segunda, asimismo, gracias a la acción de bacterias productoras de metano. La DBO de la etapa ácida es muy pequeña, únicamente, en la segunda etapa existe una sustancial reducción de la materia orgánica oxidable, la que es proporcional a la cantidad de metano producido. Para que una laguna anaerobia sea efectiva es necesario que tenga condiciones favorables al desarrollo de una población de bacterias formadoras de ácidos y bacterias productoras de metano; para ello, deben considerarse los principales factores como temperatura pH, tiempo de retención y carga orgánica.

La fermentación se acelera con el incremento de la temperatura; así por ejemplo, el aumento de 5°C significa la producción de siete veces más el volumen de gas desprendido de los lodos en la capa anaerobia. Podría utilizarse la siguiente fórmula:

ECUAC N.º 7

C - 31.5 (T - 15)

### DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL FUNCIONAMIENTO DE LA ECOLOGIA DE UNA LAGUNA ANAEROBIA





G = gas producido por los lodos (m<sup>3</sup>/ha)

T = temperatura de los lodos ( °C)

En lo referente al pH, un buen proceso de fermentación y producción de metano se consiguen con valores de 6.8 a 7.2. La acción bacteriana se inhibe con valores del pH inferiores a 5.5.

Las lagunas anaerobias varían considerablemente en tamaño y por ende en tiempo de retención. Remociones de un 70% de la DBO se han obtenido con profundidades de 1.20 m. y retención de un solo día. De todos modos, los autores mencionan que la profundidad puede ser variable: 0.90 a 1.20m. (Parker), 1.20 a 2.40 m. (Cooper) y de 2.40 a 3.65 m. (Oswald).

Las lagunas profundas tienen las siguientes ventajas:

1. Al tener menor superficie permiten una utilización más económica del terreno.
2. Hay mejor protección contra los cambios ambientales bruscos y del oxígeno disuelto.
3. Tiene una zona más compacta de lodos.

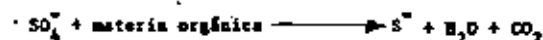
El período de retención en las lagunas anaerobias debe mantenerse al mínimo; sin embargo, varios autores sugieren de 15 a 160 días (Cooper) y de 70 a 30 días (Oswald). Parker logró 70% de reducción de la DBO con períodos de 1.2 días.

Para mantener condiciones anaerobias la carga orgánica puede variar de 246 a 672 Kg/ha/día. En el oeste de los Estados Unidos se emplean cargas de 560 Kg/ha/día. En Australia de 1,158 a 1,500 Kg/ha/día.

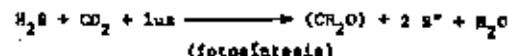
La acumulación de lodos en las lagunas se debe al proceso de sedimen-

tación. En un principio la acumulación se produce con mayor rapidez que la degradación; pero, luego cuando la fermentación se desarrolla se produce un equilibrio entre la acumulación y degradación, relativamente no existe aumento de volumen en la capa bental.

La remoción de la materia orgánica se puede expresar así:



El S<sup>2-</sup> hace equilibrio con el H<sup>+</sup> para formar HS<sup>-</sup> y H<sub>2</sub>S. Si hay abundancia de S<sup>2-</sup> y CO<sub>2</sub> se desarrollan las bacterias del azufre las que son fotosintéticas y utilizan al CO<sub>2</sub> como fuente de carbono.



El modelo matemático para las lagunas anaerobias de acuerdo a la experiencia sudafricana es la siguiente:

ECUAC. No. 8

$$L_p = \frac{L_0}{K_n \left( \frac{L_p}{L_0} \right)^n + 1}$$

L<sub>p</sub> = DBO<sub>5</sub> del efluente (mg/l)

L<sub>0</sub> = DBO<sub>5</sub> del influente (mg/l)

K<sub>n</sub> = constante de remoción de la DBO  
(coeficiente del proyecto)

n = exponente que se determina experimentalmente

K = tiempo de retención con mezcla completa (días)

En las pruebas realizadas en Zambia K<sub>n</sub> = 5.0 y n = 0.8

Para las lagunas anaerobias el modelo de diseño cinético es:

1. tiempo de retención del líquido aproximadamente de 3 a 5 días.
2. profundidad de 3 a 4.50 m.
3. carga volumétrica de 0.19 a 0.40 kg/m<sup>3</sup> de DBO.
4. carga superficial de 448 a 672 Kg/Ha/día de DBO.
5. carga de sólidos en suspensión de aproximadamente 1.6 a 2.4 Kg/m<sup>3</sup>.

La selección de las tasas reales se efectúa tomando en consideración las características tanto climatológicas como de los residuos líquidos. - también deben contemplarse las condiciones estéticas.

#### APLICACIONES EN LA INDUSTRIA.

El empleo de las lagunas de estabilización es muy variado para el tratamiento de residuos líquidos provenientes de la industria. La aplicación de lagunas aerobias, anaerobias o facultativas dependerá de la calidad del residuo doméstico o industrial. Se deberá tener en cuenta la localización de las lagunas, cercanas o alejadas de la zona poblada, costos de construcción, disponibilidad de terreno, volúmenes de los residuos líquidos y, otros factores para la decisión sobre el tipo de laguna que se deba utilizar para el tratamiento.

Generalmente, se consideran sistemas de lagunas, en primer término y como fase primaria las anaerobias (cuando el residuo líquido es rico en materia en suspensión), para luego utilizar lagunas facultativas, que operan como proceso secundario.

A continuación se indican algunos ejemplos sobre casos prácticos de lagunas empleadas en el tratamiento de residuos de algunas industrias específicas.

#### 1. Industria-Textil.

Esta industria es muy compleja en la actualidad, ya que la fibra empleada puede ser: algodón, lana, acetato, dacrón, rayón, orlón, etc., se utilizan aerobias principalmente por la gran cantidad de materia orgánica existente en el residuo líquido, con el propósito de evitar malos olores.

#### 2. Curtidurías.

Se emplean las lagunas como proceso secundario después de la sedimentación. Será necesario cuidar el nivel del pH ya que los residuos son ácidos.

#### 3. Industria de los alimentos.

El procesamiento de los alimentos (enlatado) origina residuos líquidos de características variables, algunas veces tienen pH altos (11.0) o son de características ácidas (pH 3.5); asimismo, los residuos son ricos en nutrientes (N y P).

Las lagunas se emplean después de la sedimentación (precipitación química) porque siendo ricos en materia orgánica hay la tendencia de producir malos olores debidos al proceso anaerobio. Aún en las lagunas aerobias se producen malos olores, lo que se eliminan con el empleo de nitrato de sodio (Na<sub>2</sub>NO<sub>3</sub>), principalmente en el procesamiento de leguminosas.

#### 4. La industria lechera y sus productos derivados.

Es muy variada ya que procesa leches, crema, quesos, mantequilla, etc. Como los residuos están compuestos principalmente con la materia or-

gánica soluble, al almacenarse fermentan y se produce el proceso ensarbolado que ocasiona mal olor. Para evitar esa circunstancia se emplean lagunas aerobias, generalmente después del proceso secundario.

#### 5. Pulpa y papel.

Las lagunas se emplean para el tratamiento de los residuos con propósitos de almacenamiento, sedimentación, homogeneización y para degradación biológica de la materia orgánica.

#### 6. Aceite y Petróleo.

La remoción del aceite separable se ejecuta por medio de los métodos biológicos, entre los que se emplean las lagunas mecánicamente aeradas, así como las lagunas de estabilización.

En el dimensionamiento de las lagunas para el tratamiento de los residuos industriales hay que tener en cuenta la falta de nutrientes, presencia de sustancias tóxicas, etc. El examen de las lagunas existentes demuestra que probablemente es necesario disminuir las cargas empleadas para líquidos domésticos. En los Estados Unidos, para la industria alimenticia se han empleado cargas orgánicas extremas entre 10 y 80 Kg/Ha/día. Para otros procesos industriales, como son los siguientes: petróleo, 30 Kg/Ha/día; conservas de legumbres 115; papel 120; productos químicos 180 y tejidos 190.

#### RESUMEN DE OTROS ELEMENTOS INTEGRANTES DEL DISEÑO.

En los capítulos anteriores se ha efectuado una revisión de los modelos matemáticos empíricos utilizados en el diseño de las lagunas de es-

tabilización facultativa y anaerobias. A continuación se destacará la importancia de considerar otros factores integrantes del diseño de las lagunas de estabilización. Entre los elementos principales podemos citar los siguientes:

- Selección del sitio
- Forma de la laguna y fondo
- Área (determinada por la aplicación de las fórmulas de diseño)
- Profundidad (adoptada de acuerdo con la experiencia obtenida y el cálculo)
- Período de retención (calculado en el proceso de diseño)
- Diques (los volúmenes son importantes para conocer el movimiento total de tierra)
- Estructura de entrada (influyente)
- Estructura de salida (efluente)
- Sistemas de varias lagunas
- Cercas y señales

#### Selección del Sitio:

- Se recomienda que la localización de la laguna esté a 800 m. de la comunidad más cercana y a 400 m. de una residencia.
- No deben existir obstáculos para lograr una eficiente acción del viento.
- Se debe determinar la composición geológica o características del suelo para evitar que las aguas de infiltración ocasionen la contaminación de las aguas subterráneas.
- El estudio de la topografía es importante para minimizar el movimiento de tierra (cortes y rellenos).
- Se debe efectuar un estudio sobre el costo de la laguna.

**Forma y Fondo:**

- Es muy variada y generalmente se ajusta a la topografía del lugar. Hay que evitar la formación de penínsulas, golfos, islas o similares para que el material flotante no se acumule en ellas y se presente un obstáculo a la acción del viento.
- El fondo debe presentar cierta uniformidad. Se deben efectuar ensayos sobre la calidad del suelo como se indicó anteriormente. Una determinación que debe efectuarse es la permeabilidad del fondo, en caso de haber filtración alivada es necesario impermeabilizarlo con un revestimiento de arcilla de 40 centímetros de espesor.

**Profundidad:**

- Se establece como mínima el 0.90 para que el agua cubra totalmente y se evite el crecimiento de plantas en el fondo de la laguna. La profundidad efectiva es menor ya que la real es la que la luz atraviesa. Debe haber oscilaciones del nivel de la laguna para evitar o destruir las larvas que se forman en las orillas.
- Los sedimentos no crean problemas, se calcula que la capa de lodos bentales es de aproximadamente 6 mm. por año.

**Diques:**

- Los diques o terraplenes sirven para transmitir alrededor de la laguna, manteniendo limpia y libre de hierbas las orillas.
- Los taludes se contruyen por lo general con la inclinación de 1:3 (1 vertical y 3 horizontal). El talud dependerá del ángulo de reposo de los materiales.
- Los diques deben ser impermeables y tener en la parte superior una plataforma de 3 a 4 m. de ancho para permitir el paso de vehículos.
- La altura del dique debe ser, por lo menos, 0.70 m. sobre el nivel máximo del agua, no debiendo perjudicar la acción del viento.

**Estructura de entrada:**

Consiste en una simple tubería que descarga las aguas en el centro de la laguna, en el caso de que ésta sea pequeña, y o

15 m. de la orilla en el caso de que sea grande.

- Las descargas pueden ser aéreas, sostenidas en pilas, o asentadas sobre el fondo de la laguna.
- En el lugar de la descarga debe construirse una plataforma de concreto de 4 m. de diámetro, para evitar la erosión y facilitar la limpieza, porque es la zona donde hay mayor sedimentación.

**Estructura de Salida:**

- Debe estar cerca de una de las orillas y lo más lejos posible de la estructura de entrada, para evitar la formación de cortos circuitos.
- La salida deberá estar un poco abajo de la superficie libre, para evitar el escurrimiento de los sólidos flotantes; además, en esa forma se obtiene un efluente de mejor calidad.
- Como hay variaciones en el nivel de la laguna será necesario prever dispositivos en la salida para tener flexibilidad en la operación.

**Sistema de Lagunas:**

La flexibilidad en la operación se logra mediante el uso de varias lagunas como parte de un mismo sistema.

El problema de iniciar la operación de una laguna se resuelve fácilmente cuando existe una fuente auxiliar de agua; en caso contrario si las lagunas son diseñadas para operar en paralelo la operación es sencilla ya que se puede empezar la operación en una laguna pequeña, en esta forma se disminuye el período de llenado y se evita el crecimiento de hierbas en el fondo.

Cuando las lagunas operan en serie, prácticamente todos los sólidos sedimentables se depositan en la primera; por lo mismo, su área sería prácticamente igual a la de una laguna que estuviera sola. La disminución del

Áreas que se obtienen al usar varias en lugar de una sola reduce la acción del viento, esto es una ventaja porque hay menor erosión sobre el terraplén; pero, es desventajoso por el mezclado que debe tener la laguna.

#### Cercas y Señales

Es imprescindible la colocación de cercas y señales para prohibir el paso y advertir a las personas que la laguna de estabilización no debe confundirse con otro tipo de lagunas, y evitar su empleo para aprovisionamiento de agua, fines recreativos o abrevadero de animales.

#### REFERENCIAS

1. Water and Water Pollution Handbook. Editorial Marcel Dekker, Inc. N.
2. Estanques de Estabilización de Aguas Residuales Ernest F. Gloyna. CMS, Ginebra 1973.
3. Liquid Waste of Industry. Nelson L. Hammerow. Addison-Wesley Publishing.
4. Lagos de Estabilización. Universidad de Sao Paulo.
5. Lagos de Estabilización Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
6. Tratamiento de Residuos Líquidos. Universidad Nacional Autónoma de México, (UNAM). Varios Cursos.
7. Water Quality Engineering for Practicing Engineers. W. Wesley Eckenfelder Jr. The Barnes / Noble. 1970.
8. Water Pollution Control. D. Ford & Eckenfelder. Jenkins Publishing Co., 1970.
9. Tratamiento de Agua Residual. Gustavo Rivas Mijares.
10. Tratamiento de Residuos Líquidos Domésticos e Industriales. La Habana, Cuba.
11. Environmental Systems Engineering. Linvil G. Rich.
12. Operaciones Unitarias de Ingeniería Sanitaria Linvil G. Rich.



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

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

**CONTAMINACION DEL AGUA Y TRATAMIENTO  
GENERALIDADES**

**ING. EDMUNDO IZURIETA RUIZ**

**OCTUBRE, 1981**

I INTRODUCCION

Los tres fenómenos debidos al aumento demográfico, urbanización e industrialización están creando múltiples - problemas ecológicos que deberían preocuparnos y encontrar una pronta solución.

Todavía no se conoce el mecanismo sobre la adaptación del hombre al fenómeno ecológico; por lo mismo, es un imperativo plantear prontas soluciones a los problemas que tienden a modificar las características del ambiente.

El control sanitario del medio en el que vivimos es muy importante, las condiciones insalubres han producido más muertes y enfermedades que cualquier otro fenómeno. Por fortuna, la ingeniería sanitaria y ambiental, así como las disciplinas afines disponen, hoy en día, de técnicas - suficientes para sanear cualquier tipo de ambiente habitado por el hombre. La aplicación de esos conocimientos es prácticamente ilimitada, debiendo plantearse como meta, a ser alcanzada por todas las comunidades no sólo como un objetivo sanitario sino como una característica de progreso.

La contaminación podría describirse, en términos generales como la alteración desfavorable del medio que nos rodea, ocasionando problemas que tienden a gobernar la dinámica de la salud, de la economía y de los caracteres socie-

les del ser humano. La magnitud y complejidad de los problemas representan un desafío a todos los elementos consecutivos en esta sociedad.

El mejoramiento de la calidad del ambiente - requiere frecuentemente innovaciones técnicas, así como también mucha imaginación para llevar a cabo efectivos programas de control. Además, es indispensable la comprensión y apoyo de la comunidad para poder interrelacionar la calidad del medio que se desea con el costo de las acciones.

Los desperdicios o residuos producto de la vida urbana, doméstica, social, agrícola, recreativa e industrial, que no son adecuadamente tratados y dispuestos ocasionan alteraciones físicas, químicas y biológicas en las características del aire, agua, suelo y la creación de problemas que deterioran los recursos materiales y naturales. Poco se conoce de las implicaciones a largo plazo que significan exponer al hombre a bajas concentraciones de sustancias tóxicas, en lo que respecta a aspectos fisiológicos y psicológicos. Estos y otros factores como el uso adecuado de la tierra, crecimiento industrial acelerado inducen al pronto establecimiento de programas bien administrados.

A partir de los estudios demográficos se podrá estimar en forma cualitativa y cuantitativa los problemas ambientales que pueden derivarse del incremento de las concentraciones urbanas en determinadas regiones del país. Será necesario evaluar con cifras el significado que tendrán esas grandes concentraciones humanas en las alteraciones que se produzcan en el agua y suelo.

El estudio y control de la contaminación requieren, de una acción conjunta y mancomunada entre todas las instituciones oficiales a los diferentes niveles. Será indispensable planear las actividades en tal forma que nos permita la preparación de programas, adiestramiento del personal y búsqueda de métodos para financiar, diseñar y operar las facilidades o medios de tratamiento.

Por otro lado, será necesario establecer normas sobre la calidad del medio ambiente para lo cual es indispensable disponer la información científica adecuada que nos permita definir los límites de calidad, integrar los estudios individualizados para poder relacionar los efectos existentes entre el medio y el hombre.

Asimismo, la definición de la calidad del me

dio que se desea tener será indispensable para determinar el costo de las medidas preventivas y de control.

## II CAUSAS Y EFECTOS DE LA CONTAMINACION DEL AGUA.

Son innumerables los ejemplos que pueden citarse para ilustrar como el hombre ha usado y abusado de las aguas superficiales, creando serias condiciones, muchas veces sin el conocimiento de las autoridades interesadas. Por fortuna, la intervención de ciertas personas de visión ha impedido que la situación empeore y se produzca un grave deterioro de ese recurso natural.

Los pasos acelerados que se están dando en los países de la América para lograr su pronto desarrollo está estimulado vivamente la creación de nuevas industrias, sean estas, grandes, medianas o pequeñas. Esta actividad, acompañada de la ilusión que significa dar trabajo a un grupo de personas, la producción de un nuevo artículo que impida la salida de divisas, el simple afán de figurar en la lista de países que están industrializándose, hace ignorar que ese <sup>de ese deterioro</sup> ~~deterioro~~ <sup>de ese deterioro</sup> debe ir acompañado de un profundo estudio sobre las posibles condiciones del medio que se crea con el nuevo establecimiento industrial.



establecimiento industrial.

Aire, agua y suelo deberán ser motivo de concretar las nuevas situaciones que se crean. La ubicación de la industria no sólo es importante para satisfacer los requerimientos sanitarios, si no para lograr economías en el desplazamiento de la fuerza laboral, deberá tomarse en consideración el futuro inmediato y mediano de la industria para predecir los aspectos sociales y económicos derivados de su localización.

Por pequeña que sea una industria, en su proceso, se requieren la disposición de desechos gaseosos, líquidos y sólidos. Estos residuos significan la adición de nuevos elementos al medio que modifican su composición creando situaciones adversas y perjudiciales para el ambiente fabril o al que tiene el hombre en las comunidades donde vive.

La urbanización es un fenómeno real de todos los pueblos, producto de la atracción que siente el hombre por la ciudad, sea para satisfacer sus necesidades económicas buscando un trabajo remunerativo o para satisfacer sus necesidades psicológicas y sociales, está generando, si no se la efectúa en forma ordenada y planificada, la creación de condiciones ambientales que tienden a degra-

dar la calidad del medio. Residuos líquidos y sólidos tienden a depositarse al suelo o al agua, sin prever las implicaciones que eso ocurre si no se emplea la tecnología adecuada.

La contaminación del agua, aparte de producir situaciones inadecuadas para que el hombre pueda usar ese recurso en la satisfacción de sus necesidades domésticas, agrícolas o industriales, origina la perturbación del medio en el que se desarrolla la comunidad acuática. Esa alteración puede ocasionar que ciertas especies proliferen y otras tiendan a desaparecer. Por ejemplo, las especies de protozoarios que se alimentan de bacterias pueden aumentar cuando la carga bacteriana es alta. Más aún, la contaminación puede ocasionar el desarrollo de ciertas especies que pueden soportar o tolerar la perturbación o desequilibrio, tomando ventaja de las nuevas condiciones. Al mismo tiempo, aquellas especies que no pueden tolerar el nuevo régimen ecológico originado tienden a reducirse o desaparecer.

La contaminación puede ocasionarse principalmente por la presencia de sólidos en suspensión, sustancias tóxicas, cargas orgánicas y el calor.

Los sólidos en suspensión producen la reducción de la

penetración de la luz en el agua. La luz es importante en el proceso de fotosíntesis que aporta oxígeno y sustituye al que es reducido por la respiración de los animales acuáticos. Se ha comprobado que la fotosíntesis es más importante que la turbulencia del agua para obtener la reoxigenación del ecosistema acuático.

Siendo el oxígeno disuelto un elemento indispensable para lograr la estabilización de la materia orgánica disuelta en el agua, lo lógico será establecer condiciones de equilibrio entre aquél y la demanda química y biológica de oxígeno. Esa relación nos da la pauta sobre la clase y grado de tratamiento que requiere un residuo líquido doméstico e industrial.

No siempre la contaminación del agua se debe únicamente a la carga orgánica, hay sustancias químicas que producen alteraciones en el medio acuático, entre las principales tenemos: plaguicidas, herbicidas, fungicidas; fertilizantes que actúan a través del nitrógeno y fósforo como nutrientes produciendo fenómenos de eutraficación; detergentes y metales pesados.

Los plaguicidas constituyen un grupo muy variado de sustancias tales como insecticidas, rodenticidas, moluscicidas, herbicidas, fungicidas. Su uso es muy variado y se lleva a cabo en

forma poco técnica, sin ajustarse a las especificaciones que existen para cada uno de ellos. En la agricultura se emplean básicamente para la protección de las siembras (herbicidas para el arroz, maíz y caña de azúcar; fungicidas para las patatas e insecticidas para una gran variedad de árboles), programas de salud pública para el control o erradicación de ciertos vectores responsables de la transmisión de enfermedades (paludismo, chagas y otras) y en el control de ciertos vectores que pueden no transmitir enfermedades pero constituyen molestias sanitarias, (viviendas, edificios comerciales e industrias).

Dada la enorme variedad de plaguicidas existentes, se los clasifica en dos grupos "A" y "B". Al primero pertenecen los organoclorados y los organofosforados y al segundo principalmente ciertos herbicidas. Todos ellos son tóxicos en mayor o menor grado, dependiendo de la concentración. Se han logrado establecer normas sobre los niveles de concentración tanto en el agua de consumo doméstico, alimentos y el agua donde hay vida acuática productiva.

Para las aguas superficiales que se emplean como fuente de abastecimiento se han fijado algunos criterios:

<u>Plaguicidas</u>	<u>Concentración</u> <u>(mg/l)</u>
Aldrin	0.017
Clordano	0.003
DDT	0.042
Dieldrina	0.017
Lindano	0.056

El uso de plaguicidas, principalmente en la agricultura, determina que por escurrimientos del agua se produzcan concentraciones en lagos, estuarios, costas, etc., hecho que reviste caracteres de toxicidad para una serie de especies acuáticas como ostras, camarones jóvenes y otras que son económicamente importantes. Las ostras, por ejemplo, pueden vivir en presencia de DDT hasta niveles de 0.1 mg/l; pero, a niveles 1,000 veces menores (0.1 microgramos/litro) la producción es 20% de la normal y las poblaciones de camarones sufren una mortalidad del 20%.

La toxicidad de una sustancia se establece por el límite de tolerancia media (median tolerance limit T Lm), que consiste en la cantidad o concentración necesaria para matar el 50% de los organismos en 96 horas o menos.

La toxicidad de los plaguicidas se determina respecto al camarón y los límites tolerables son los siguientes y están expresados en microgramos por litro ( $\mu$  g/l)

<u>Plaguicida</u>	<u>T Lm - 48 Horas</u> <u><math>\mu</math> g/l</u>
Aldrin	0.04
BCH	2.0
Clordano	2.0
Lindano	0.2
DDT	0.6
Dieldrin	0.3

Otras sustancias que desempeñan papel importante en la contaminación del agua son los detergentes. Su uso está muy generalizado tanto en la industria como en la vida doméstica y se diferencian de los jabones en su estructura química y propiedades.

Hasta la presente fecha se han empleado detergentes constituidos por fosfatos responsables del ablandamiento del agua. Por el hecho de producir grandes cantidades de espuma dificultan el tratamiento de las aguas negras, además, son sustancias de compleja composición molecular difícil de ser agradable por medio de las bacterias. Los detergentes comunmente empleados se las co-

noce como del tipo ABS (alky-benzene-sulfonate). Sus concentraciones en las aguas superficiales que se emplean como fuentes de abastecimiento doméstico se limita a 0.5 mg/l.

Estados Unidos e Inglaterra están haciendo grandes esfuerzos para reemplazar los detergentes aniónicos (ABS) por otros compuestos con menor contenido de fosfatos como el LAS, aún más, se ha determinado que el mejor sustituto será el Acido nitrilo-triacetato (NTA). Este compuesto es 60 por ciento degradable por los procedimientos biológicos empleados en el tratamiento de aguas residuales y las experiencias en animales revelan que no tiene efectos genéticos o evidencia de toxicidad.

Un fabricante sueco, recientemente ha dado a conocer haber producido un detergente que contiene 16 por ciento de citrato de sodio y es 100 por ciento biodegradable.

Existen otros elementos que alteran considerablemente la calidad del agua y por ello ocasionan su contaminación, estos son los metales pesados, que en altas concentraciones hacen indeseable al agua para el consumo doméstico o matan la vida acuática.

Entre los elementos tóxicos que juegan un papel impor-

ante tenemos el mercurio (Hg), plomo (Pb), níquel (Ni), cadmio (Cd) y arsénico (As).

Algunas experiencias han demostrado haber encontrado anomalías bioquímicas en personas expuestas a concentraciones de plomo (aire y agua) se añaden compuestos de plomo a la gasolina para evitar detonaciones. También, los compuestos de níquel presentes en el aceite diesel son de peligro potencial para la salud pública. Existe una clara relación entre el contenido de cadmio en los sistemas de abastecimiento de agua y las enfermedades cardiovasculares.

Por otra parte, metales como el zinc (Zn), magnesio (Mg) hierro (Fe), cobre (Cu), en concentraciones dos o tres veces mayores a los normales pueden producir daños que se hacen presentes solamente después de prolongados períodos.

Respecto al mercurio debemos mencionar que por efecto de la luz solar hay reacciones de fotosíntesis con la presencia de la materia orgánica (plankton), que desempeña un papel catalizador y transforma los compuestos inorgánicos de mercurio en metilmercurio que es absorbido por los peces, creando intoxicaciones en las personas que lo emplean como alimento. (Bahía de Minamata-

Japón).

En relación con el arsénico debemos mencionar que son muy conocidos los efectos que producen las altas concentraciones de ese elemento en el agua de consumo. Las normas establecen límites no mayores a 0.05 mg/l. Hay otro hecho importante respecto a este elemento y consiste en que hay varios detergentes de uso doméstico que contienen arsénico en cantidades variables. Un hecho evidente constituye los riesgos de contaminación a través de los residuos que quedan en la ropa lavada.

En el anexo se han sintetizado los principales efectos de los contaminantes, así como también los riesgos biológicos y químicos a los que está expuesta la salud humana.

El manejo de los residuos líquidos que son dispuestos en los cursos de agua, para que no sean dañinos al hombre y no produzcan degradación del ambiente, supone la ejecución de una serie de actividades que podrían resumirse así: análisis de los residuos, conocimiento de las corrientes, control de las plantas industriales (modificación del proceso y reducción de los residuos y desperdicios), educación, cumplimiento de las Leyes y Reglamentos, disposiciones: tratamiento preliminar, control de los residuos líquidos,

construcción y tratamiento de las obras.

A los contaminantes se les clasifica en: causantes de enfermedades, conservativos y no conservativos. En estos tres grupos existen ocho categorías generales:

- agentes infecciosos
- residuos que demandan oxígeno
- nutrientes de plantas
- compuestos químicos orgánicos
- compuestos inorgánicos y minerales
- sedimentos
- materiales radioactivos
- calor

Entre los primeros se incluyen aquellos que se refieren a la salud. Los conservativos son estables y no se degradan por los procesos biológicos normales, como por ejemplo los compuestos inorgánicos, es el caso de los cloruros que pueden ser diluidos pero no reducidos en cantidad. Los contaminantes no conservativos en el sistema acuático natural cambian sus características debido a las fuerzas físicas, químicas y biológicas. El residuo líquido (agua negra) es un desecho orgánico altamente inestable y puede conver-

tiere en bióxido de carbono, materiales inorgánicos y sustancias celulares.

La contaminación de las corrientes tiene efecto sobre la vida acuática. El tratamiento generalmente no es completo después de lograr la estabilización de la materia por el proceso biológico, o después de que el residuo líquido haya recorrido los primeros kilómetros en la corriente de agua. El tratamiento será completo, solamente, cuando ya no se encuentren trazas de los materiales de desecho en cantidades que puedan ser objetables a los usuarios del agua.

Al estudiar los cambios de una corriente de agua, por efecto de las descargas de materiales degradables, se tiene un nuevo sistema ecológico que debe adaptarse a las nuevas condiciones. Se produce primero una zona de degradación, seguida de una zona de descomposición y luego una de recuperación, en cada una de esas condiciones cambian el número y tipos de especies acuáticas. Los nutrientes disponibles proveen de alimentación a ciertos macroorganismos, creando una demanda de oxígeno. Los microorganismos que metabolizan los alimentos y se reproducen bajo condiciones aeróbicas requieren de la presencia de oxígeno gaseoso disuelto; por tan

to, mientras más abundante sea el alimento los organismos requieren más oxígeno disuelto. En caso contrario, si el alimento disminuye las necesidades de oxígeno - también disminuyen. Al producirse la reareación se restablece la concentración de oxígeno en la corriente.

La disposición inadecuada de las aguas residuales, tanto en cursos de agua como en el suelo, originan alteraciones en la salud del hombre como consecuencia de la ingestión de aguas y alimentos contaminados.

La contaminación del agua da lugar a riesgos biológicos, que son los que originan los microorganismos patogénicos dando lugar a enfermedades como el cólera, disentería bacilar, fiebres tifoideas y paratifoideas, gastroenteritis, diarreas infantiles, parálisis infantil, hepatitis infecciosa, etc. Además, se presentan parasitosis como la amebiasis, ascariasis, triquinosis, esquistosomiasis. Por último están las enfermedades producidas por vectores que se desarrollan en el medio acuático.

Las aguas contaminadas también ocasionan riesgos químicos debidos a la presencia de sustancias químicas que se encuentran en el agua, en proporciones superiores a las que el hombre puede tolerar.

Así por ejemplo, la existencia de nitratos y nitritos en cantidades superiores a 45 mg/l produce la metahemoglobinemia.

Los fluoruros dan lugar a la fluorosis y osteo fluorosis.

El arsénico en el agua debe su presencia a causas naturales ocasionadas por los residuos industriales o a los plaguicidas, el límite permisible en el agua potable es de 0.05 mg/l, las aguas con concentraciones de 0.6 a 0.8 mg/l dan lugar a una intoxicación endémica (por acumulación del arsénico) denominada pie negro; es un elemento responsable del cáncer.

El mercurio existe en las aguas naturales en concentraciones de 0.01 a 0.3 microgramos/l. Su origen se encuentra en las minas, industrias del papel y pulpa, plástico, electrónica, agricultura y empleo de combustibles fósiles. El límite permisible en el agua potable es de 0.001 mg/l. Es responsable de alta toxicidad.

El plomo está contenido en las aguas naturales en concentraciones de 0.01 a 0.03 mg/l. Su origen se debe a contacto del agua con las tuberías de plomo y plástico, combustibles, industrias de baterías, etc. Es un elemento que se acumula en los tejidos del hombre,

peces y mariscos. El límite permisible en el agua es de 0.1 mg/l. Es responsable de la enfermedad denominada saturnismo.

El cadmio se encuentra en las aguas naturales en pequeñas proporciones 1.0 microgramos/l pero puede ascender hasta 10 microgramos/l. Los residuos de ciertas industrias contienen este elemento que se hace presente en el material sedimentado en las plantas de tratamiento. Es altamente tóxico y posiblemente ocasiona efectos cardiovasculares. El Japón tiene un ejemplo típico de toxicidad masiva ocasionada por el consumo de arroz contaminado. El límite permisible en el agua potable es de 0.01 mg/l.

La dureza del agua es debida a la presencia de elementos como el calcio y el magnesio. Durezas bajas del agua de consumo están asociadas con una mayor prevalencia de enfermedades cardiovasculares y de la hipertensión.

Los plaguicidas organoclorados se encuentran presente en el agua debido a la contaminación que ocasionan los residuos provenientes de la agricultura o industria. Son compuestos de baja solubilidad, muy persistentes y permanecen sin cambio por muchos años. Ocasionan toxicidad aguda en concentraciones de 5 microgramos

mos/l y menos, de ahí que se adopte como factor de seguridad a 1/100. En los Estados Unidos las aguas tienen concentraciones medias que varían de 0.2 a 28.0 nanogramos/l litro.

Los plaguicidas orgánicos fosforados (diacínón, malatión, paration, clortion, dipterex) tienen la característica de hidrolizarse más fácilmente que los plaguicidas orgánicos clorados; por lo mismo, persisten aproximadamente menos de un año, se degradan más fácilmente; pero, son más agresivos que los primeros ocasionando mayor toxicidad en el hombre y en la fauna marina.

Existen otras sustancias que están presentes en las aguas residuales como respuesta a los adelantos del individuo, éstos son los detergentes aniónicos - (A.B.C.), son responsables de las grandes cantidades de espuma que se producen en las plantas de tratamiento, interfieren con la autopurificación del agua y el tratamiento natural. Los detergentes de la cadena lineal (LAS) son más biodegradables. Se sugiere que la concentración deseable no debe exceder de 0.2 mg/l.

### III CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las características de las aguas residuales están definidas por un determinado número de parámetros que tie-

nen especial significado, tanto en las aguas municipales como en las industriales. Los parámetros de mayor importancia son los siguientes:

- 1) La demanda bioquímica de oxígeno (DBO), indica el contenido de la materia orgánica biodegradable contenida en el residuo líquido.
- 2) La demanda química de oxígeno (DQO), indica el contenido total de materia orgánica, tanto degradable como refractaria.
- 3) Sólidos suspendidos (SS) y sólidos suspendidos volátiles (SSV).
4. Sólidos totales (ST)
5. pH alcalinidad y acidez
6. Nitrógeno (N), fósforo (P)
7. Metales pesados y sólidos inorgánicos

En sesiones de clase posteriores se tratará sobre la parte teórica y práctica de cada uno de estos parámetros. En esta ocasión, para dar una mejor explicación al tema diremos que la DBO es un parámetro muy utilizado, las cifras provienen de pruebas de laboratorio efectuadas a 5 días y 20°C.



La biodegradación de la materia orgánica tiene dos fases, una producida en la materia que contiene carbón - (carbonosa) y otra en la materia que contiene nitrógeno (nitrificación).

El desarrollo de la reacción para degradar la materia orgánica es variable de acuerdo a la composición del residuo líquido, de ahí que el valor de la constante de reacción (K) tiene diferentes valores como los que se indican a continuación:

SUBSTANCIA	K 10
Residuos líquidos crudos	0.15-0.28
Filtros rociadores	0.12-0.22
Efluente de lodos activados (alta - eficiencia)	0.06-0.10
Cursos de agua con baja contaminación	0.04-0.08

En la gráfica se indican las curvas para líquidos cuyas coeficientes son menores a 0.1 y mayores a 0.2.

Como se indicó anteriormente la descomposición de la materia carbonosa (primera fase), así como la de la materia que contiene nitrógeno (nitrificación), tienen representaciones matemáticas que son las siguientes.

1a. Fase		$Y = L_0 (1 - 10^{-kt})$
2a. Fase		$Y = L_{xb} (1 - 10^{-k_2t})$

A manera de ilustración se indica las características de las aguas residuales municipales.

CARACTERISTICAS DE AGUAS RESIDUALES (municipales)

Características	Promedio
PH	7.2
Sólidos sedimentables, mg/l	3.3
Sólidos totales, mg/l	453
Sólidos totales volátiles, mg/l	217
Sólidos suspendidos, mg/l	175
Sólidos suspendidos volátiles, mg/l	120
Demanda química de oxígeno, mg/l	268
Demanda bioquímica de oxígeno, mg/l	147
Cloruros, mg/l	35

IV AUTODEPURACION DE LAS AGUAS

Las masas de agua estacionarias o móviles tienen una capacidad limitada para asimilar las cargas - contaminantes. El fenómeno de recuperación se denomina "autodepuración de las aguas".

La oxidación biológica de la materia orgánica requiere el consumo de oxígeno, para la producción de materia orgánica estabilizada. Si en un curso de agua se efectúa una descarga orgánica, ésta para su -

estabilización consumirá el oxígeno disuelto en el agua del río. El coeficiente de desoxigenación se conoce con  $K_1$ .

La transformación de la materia orgánica conteniendo nitrógeno es un proceso que se efectúa posteriormente río abajo (2a fase) y se debe a la acción de un grupo especializado de bacterias denominadas nitrósomas y nitrobacter. Las primeras producen nitritos y las segundas nitratos.

El oxígeno disuelto en la masa líquida del río dependerá de algunas condiciones tales como la velocidad del flujo (V) profundidad del curso de agua (H), temperatura del agua (p) actividad en el fondo del río ( $n=0.1$  para aguas quietas y  $n=0.6$  para aguas torrenciosas).

El oxígeno consumido en el río, aparte del requerido para la oxidación de la materia orgánica, debemos considerar también el consumido en el proceso respiratorio de las plantas acuáticas, el necesario para la formación y desarrollo de organismos parásitos (hongos) y el de la demanda de sustancias químicas (sulfuros).

El oxígeno del curso de agua o río se recupera mediante la difusión del gas proveniente de la atmósfera y la producción de  $O_2$  proveniente de la fotosíntesis que se opera en la masa líquida por efecto de la luz solar.

En el desarrollo de las fórmulas se conoce por  $K_2$  el coeficiente de reoxigenación. En otras palabras, éste es la consecuencia de la difusión del oxígeno atmosférico ( $O_2$ ) producido por las plantas.

Los cambios ecológicos que se producen en las masas de aguas móviles (ríos), como consecuencia de la acción de una descarga contaminante (residuos domésticos o industriales), se manifiestan en el trayecto del río zonas que tienen características especiales.

**Zona de degradación:** localizada inmediatamente abajo del punto de descarga; se nota la disminución del oxígeno disuelto; producción de sedimentos; desaparición de peces; aparición de gusanos; sanguijuelas, algas gelatinosas hongos típicos; presentación del proceso séptico (anaeróbico), por los malos olores debidos a gases como el  $H_2S$  y  $CH_4$ ; las aguas son turbias, razón por la cual no hay penetración de la luz y fotosíntesis; aumentan las bacterias, etc.

**Zona de descomposición:** el oxígeno disuelto se abate totalmente si la carga orgánica fue muy alta; no existe vida acuática (peces); las aguas son de color gris (septicidad); producción de  $H_2$ ,  $H_2S$  y  $CH_4$ ; aparece espuma en la superficie y lodos flotantes, debido al empuje de los gases que se producen por descomposición de los sedimentos del fondo del río (material benthico).

**Zona de recuperación:** hay recuperación paulatina en el oxígeno disuelto, en ocasiones es el 40% del de saturación, aparece la vida orgánica macroscópica - así como los peces y el agua empieza a perder la turbiedad; hay crecimiento de algas unicelulares y desaparecen los hongos; la materia orgánica, se presenta estabilizada (aumento de carbonatos, fosfatos, nitratos, sulfatos, etc.).

Zona de equilibrio: es la última, con total recuperación oxígeno disuelto saturado, vida acuática, etc. No existe una fórmula matemática para determinar la longitud del río hasta obtener la zona de equilibrio dependerá de todos los factores antes indicados.

## V TRATAMIENTO

Existe un gran número de procesos de tratamiento cuya aplicación dependerá de las características de los residuos líquidos.

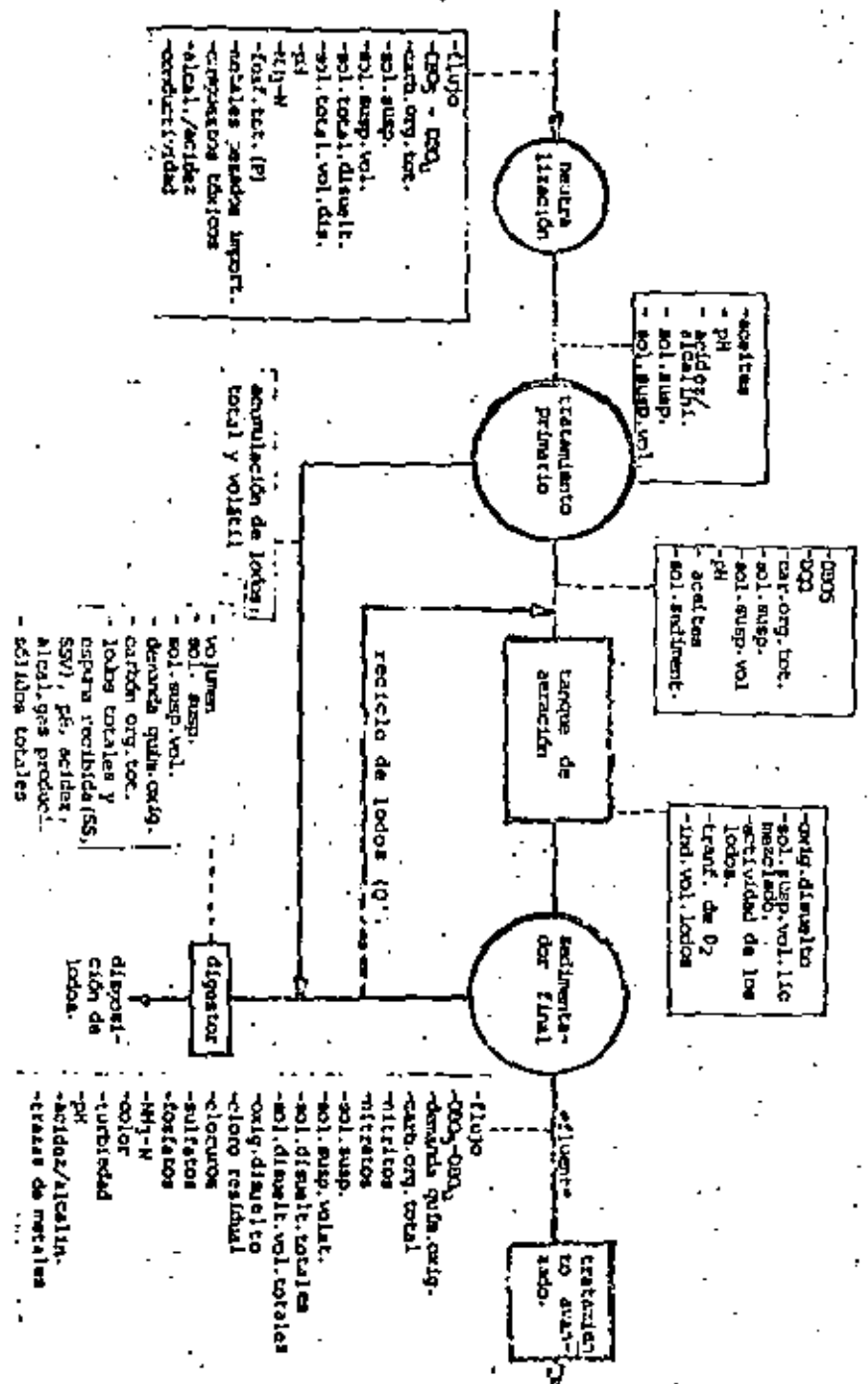
En términos generales, el tratamiento de los residuos líquidos municipales, no tienen mayores complicaciones técnicas, debido a la composición de los residuos líquidos que son en su mayoría de origen doméstico y comercial. Usualmente existe un tratamiento preparatorio (rejillas, desarenadores, separación de aceites y grasas, sedimentación primaria (para la remoción de sólidos sedimentables en suspensión), tratamiento biológico (para el material orgánico disuelto o en suspensión no sedimentable, mediante lodos activados, filtros rociadores, etc.), sedimentación secundaria (para la remoción de sólidos sedimentables en suspensión), digestión de los lodos y disposición de los mismos.

El tratamiento que los residuos industriales tiene tecnología más avanzada, añadiendo procesos como homogeneización, neutralización y en ocasiones tratamiento avanzados (terciario); en el gráfico anexo se destacan los pasos más acostumbrados.

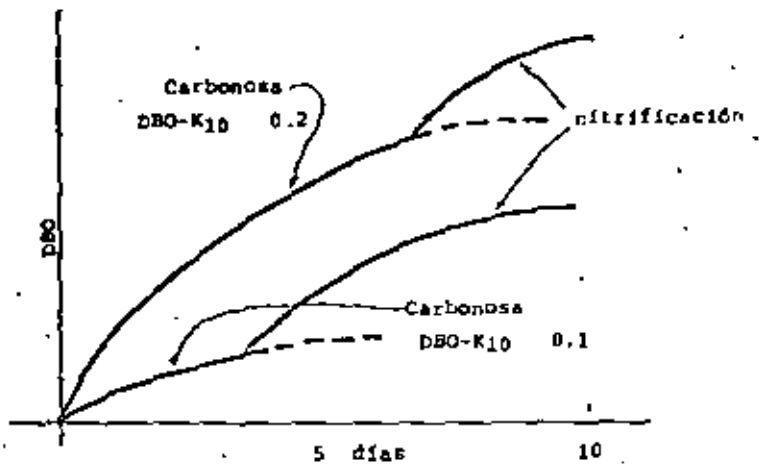
El buen funcionamiento de una planta de tratamiento depende íntimamente de las normas de operación y mante-

nimiento que se utilicen. Por esta razón, en las conferencias posteriores se destacarán las actividades que se deben llevar a cabo en cada uno de los procesos a fin de obtener la eficiencia prevista en la planta.

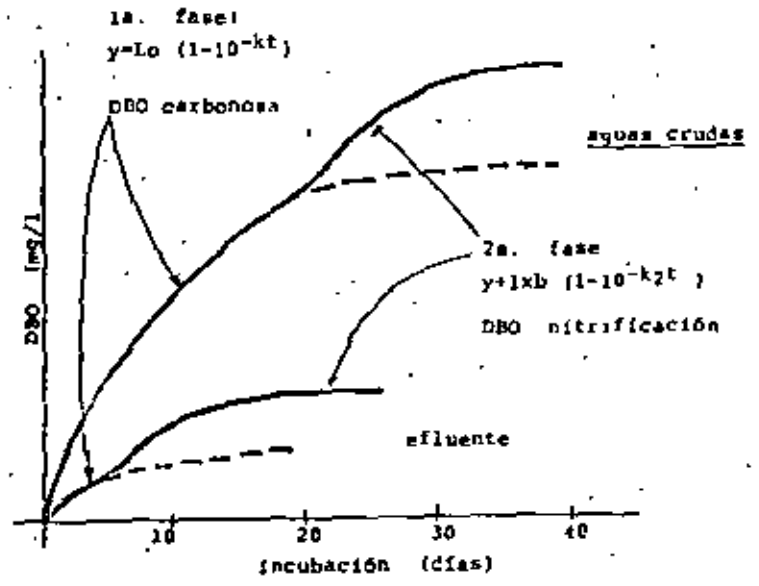
Para ilustrar, en el gráfico adjunto se indican las pruebas de laboratorio que deben hacerse con el objeto de controlar el funcionamiento de cada una de las unidades consecutivas de la planta. Como ejemplo se ha seleccionado un sistema de tratamiento compuesto de: neutralización, tratamiento primario, tanque de aeración (tratamiento biológico), sedimentador final (secundario), circulación de lodos y digestor.



PRUEBAS DE LABORATORIO RECOMENDABLES PARA CONTROLAR LA OPERACION DE LA PLANTA

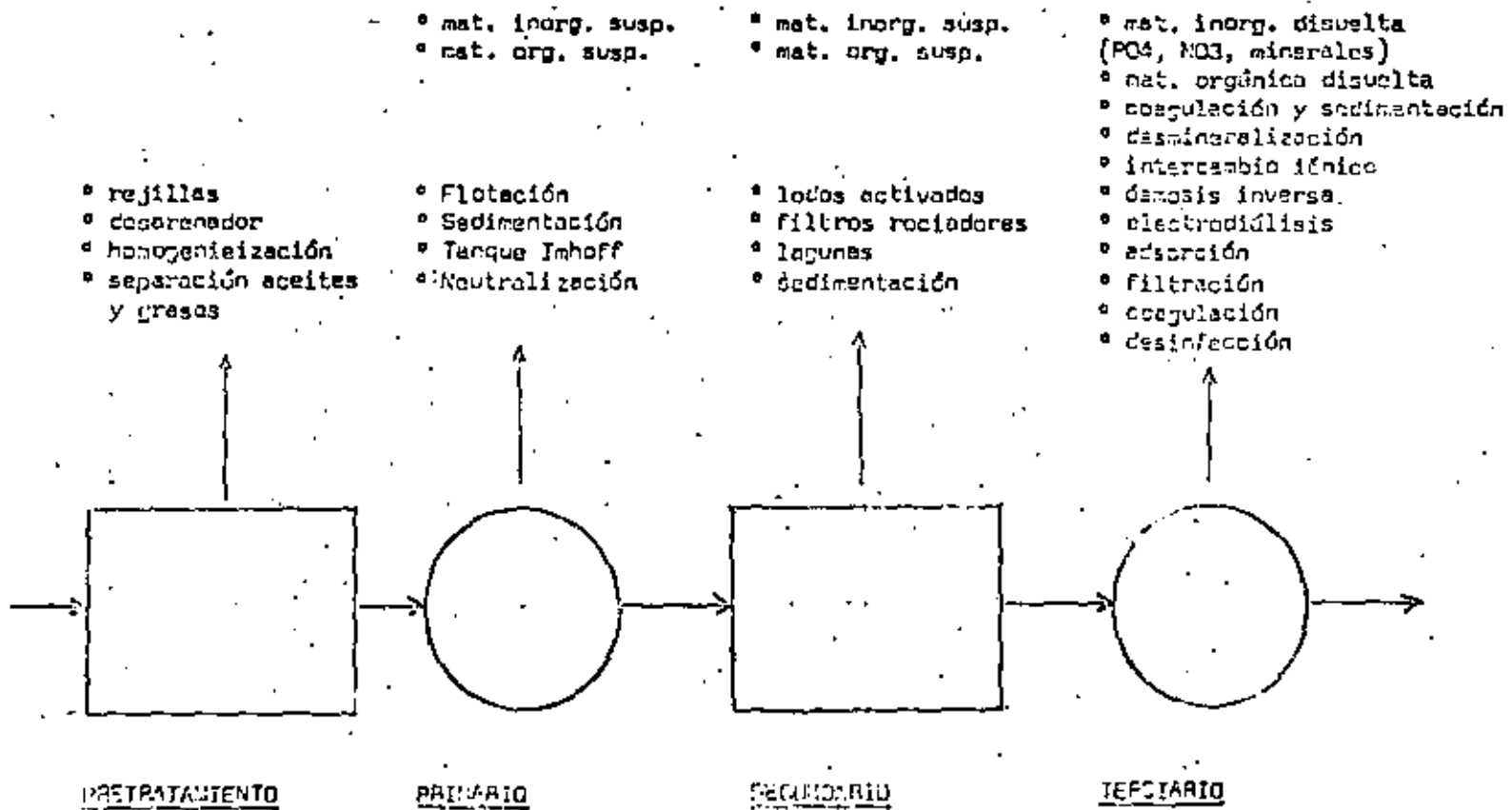


VALORES DE LA CONSTANTE k EN LA DETERMINACION DBO.



FASES EN LA ESTABILIZACION DE LA MATERIA ORGANICA

PROCESO DE TRATAMIENTO DE LOS RESIDUOS LÍQUIDOS





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

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES,  
INDUSTRIALES Y REUSOS.

NEUTRALIZACION

Dr Ubaldo Bonilla Domínguez

OCTUBRE, 1981

## Contenido:

1. Introducción
- 2.- Métodos de neutralización
3. Diseño de lechos de caliza
4. Diseño a base de lechada de cal

## Bibliografía:

1. Eckenfelder W.W. Water Pollution Control. Jenkins Book Publishing Co., 1970
2. Sawyer C.N. Chemistry for Sanitary Engineers. McGraw-Hill Co., 1967
3. Fair G.M. Geyer J.C. and Okun D.A. Water Purification and Wastewater Treatment and Disposal. Wiley-Toppan, 1968.
4. Heras Enrique. Neutralización. Apuntes mimeográficos...

## 1. Introducción

Se denomina "acidez" de una solución acuosa a su capacidad para ceder iones de hidrógeno; el concepto inverso, es decir a la capacidad de una solución para aceptar iones de hidrógeno se le denomina "alcalinidad o basicidad".

Por otro lado, la intensidad de la acidez o basicidad de una solución se mide convenientemente en función de la concentración de los iones de hidrógeno en el seno del líquido. Así, el "potencial hidrógeno" se define como el logaritmo de base 10 de la inversa de la concentración de iones de hidrógeno

$$\text{pH} = - \log |\text{H}^+| \quad (1)$$

Se consideran neutras las soluciones con pH 7, alcalinas las que muestran pH > 7, y ácidas las tienen pH < 7.

El término "alcalinidad total" se refiere a la cantidad total de ácido que debe agregarse a una muestra de solución para bajar su pH hasta 4.5, y el término "acidez total", a la cantidad de base requerida para elevar el pH de la muestra hasta 8.3. Ambos son términos de capacidad, y pueden expresarse convenientemente en mg/l como CaCO<sub>3</sub>.

Las aguas residuales procedentes de un gran número de industrias son alcalinas o ácidas. Entre estas industrias destacan las de productos químicos, las de pulpa y papel, las metalúrgicas, las de galvanoplastia, las textiles, la hule-ra, las de carbón mineral, las de películas fotográficas, las embotelladoras de refrescos, artículos de cuero, y enlatadoras.

Los desechos ácidos o alcalinos ocasionan daños a los cuerpos de agua receptores, produciendo, según su concentración reducción o muerte de la vida acuática. Se considera que el rango de pH para que exista actividad vital efectiva en las aguas es de 6.5 a 8.5, por tanto, se recomienda que los desechos fuera de estos límites se sujeten a la neutralización antes de ser descargados(1), lo cual debe estar de acuerdo obviamente con las características de la corriente receptora y los reglamentos en vigor.

## 2. Métodos de neutralización

Al presente existen diversos métodos aceptables desde el punto de vista económico para efectuar la neutralización de las aguas residuales que lo requieren. Los más usuales son:

a) mezclado de aguas residuales ácidas y alcalinas. Los desechos pueden proceder de la misma o diversas industrias, mezclándose para obtener un pH lo más cercano posible a 7.

Este método requiere de capacidad suficiente de almacenamiento y homogeneización para absorber las variaciones en las concentraciones de los desechos.

Si este método es aplicado debe tenerse cuidado en el control de la producción de compuestos tóxicos.

aguas ácidas:

b) paso de las aguas residuales por mantos de piedra caliza. En este procedimiento, se usa generalmente flujo ascendente, lo que tiende a arrastrar a la mayor parte de los productos

de la reacción antes de que se precipiten sobre la caliza. La carga recomendada máxima es de  $140 \text{ l/min-m}^2$ , para obtener tiempos de contacto suficientes para que se efectúe la reacción. Se recomienda limitar la concentración de ácido en el agua residual al 5% para evitar la obstrucción de la superficie caliza debido a precipitados. Para evitar la formación de capas no reactivas de sulfato de calcio sobre la caliza, la concentración de ácido sulfúrico debe ser menor a 0.6% y la carga mayor a  $35 \text{ l/min-m}^2$ . Debe considerarse que los metales disueltos tienden a precipitarse como hidróxidos obstruyendo la superficie de la piedra caliza.

c) adición de lechada de cal a desechos ácidos. Este método resulta más efectivo que el anterior en el tratamiento de desechos ácidos. Se usa normalmente en tratamiento continuo, de modo que los productos de la reacción, que quedan en solución, son arrastrados con el efluente.

No obstante las dificultades de dosificación de la cal hidratada, su empleo es muy conveniente cuando se trata de volúmenes relativamente pequeños de desechos. Como el contenido magnésico de la cal es más reactivo en aguas fuertemente ácidas, el tipo de cal que se usa influirá en el grado de neutralización obtenido. Los resultados son generalmente eficientes cuando el pH del agua por tratar es menor de 4.2.

d) adición de NaOH o  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ . Estos compuestos son agentes neutralizadores más potentes que la cal o la piedra caliza, sin embargo su alto costo influye generalmente en forma negativa en



la selección de este proceso. Su aplicación tiene como ventaja el que los productos de la reacción son solubles y no incrementan la dureza de las aguas receptoras. Por tanto, este método se usa para tratar pequeños volúmenes de desechos.

Aguas alcalinas:

e) Adición de  $\text{CO}_2$ . La adición de  $\text{CO}_2$  a aguas residuales alcalinas puede ser de diversas formas, a saber

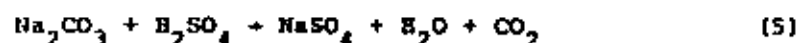
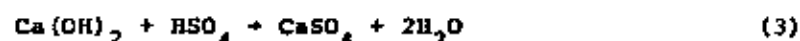
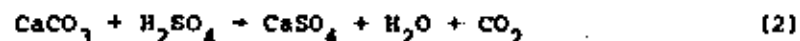
- difusión de gases provenientes de chimeneas de calderas
- inyección de  $\text{CO}_2$  comprimido
- combustión sumergida

En el primer caso se aprovecha el contenido de  $\text{CO}_2$  de los exhaustos de las calderas (aproximadamente 14%). Para ello, los gases se filtran para remover azufre y partículas, aplicándose posteriormente al agua mediante difusores. Si las aguas residuales tienen altos contenidos de azufre, puede formarse ácido sulfídrico, que debe controlarse para evitar condiciones desagradables.

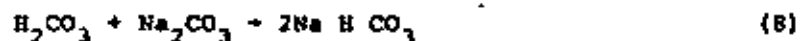
El  $\text{CO}_2$  comprimido comercial tiene ventajas sobre el  $\text{CO}_2$  procedente de procesos de combustión en calderas, sobre todo en lo que se refiere a su pureza y sencillez para su aplicación. Por otro lado, su costo resulta alto, sobre todo cuando se trata de grandes volúmenes por tratar.

El método de combustión sumergida ha sido usado en forma experimental, siendo necesario realizar investigaciones amplias para determinar si puede o no ser usado como proceso normal de neutralización.

f) Adición de ácido sulfúrico. Este método se usa para neutralizar pequeños volúmenes de aguas residuales, debido al alto costo de este reactivo. Como desventaja se señala además, la dificultad y peligro en su manejo. Las reacciones típicas de neutralización de la acidez, que se efectúan en los procesos descritos en el capítulo anterior, son las siguientes:



Las reacciones típicas de neutralización de la alcalinidad son



### 3. Diseño de lechos de caliza

Al proceder al diseño de una instalación de neutralización mediante el uso de piedra caliza, se debe determinar experimentalmente la profundidad del lecho, en función de las características del influente y del reactante. Los experimentos se efectuaron en columnas de filtración de 4 a 6 in. de diámetro, dispuestas como se muestra en la figura 1.

- a- La caliza triturada (1 a 2 in de diámetro), previamente lavada, se coloca en sendas columnas para tener profund

- b- Se alimenta agua residual a las columnas en la forma ascendente o descendente, según se piense hacer en la realidad. El gasto por unidad de sección recta (carga superficial), se varía entre 50 y 1000 gal/hora/ft<sup>2</sup> (0.030 a 0.60 l/mín/m<sup>2</sup>).
- c- Se mide el pH del efluente de cada columna hasta que este se estabilice.
- d- Después de cada prueba se remueve la caliza de cada columna, y se registra el peso utilizado.

Los resultados del experimento permiten dibujar una gráfica que representa el valor del pH efluente en función de la carga superficial y la profundidad del lecho. Esta gráfica (figura 2), constituye el principal elemento de diseño, el cual puede realizarse como sigue:

- a- Para el pH deseado en el efluente, se determina, usando la gráfica de diseño, las cargas superficiales que corresponden a cada profundidad de lecho.
- b- Se calcula el área necesaria de lecho de neutralización, en función del gasto real, para cada carga superficial determinada en el paso anterior (área igual a gasto entre carga superficial).
- c- Se calcula el volumen requerido de caliza para cada profundidad de lecho.
- d- Se determina el gasto por unidad de volumen de caliza, para cada una de las profundidades consideradas.
- e- La profundidad óptima se determina graficando los gastos

por unidad de volumen de caliza, contra las profundidades correspondientes; el máximo gasto unitario corresponde a la profundidad óptima (figura 3).

- f- Se grafica el volumen o peso de caliza requerido por cada 1000 gal. de agua residual contra el pH del efluente, para la profundidad óptima. Esta gráfica (figura 4) puede usarse para determinar las cantidades de pH en el efluente, diferentes al originalmente deseado.

#### Ejemplo:

Los desechos líquidos de cierta industria tienen una concentración 0.10 N de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>. Si el gasto por tratar es de 50 gal/mín, y el pH final debe ser de 6.0, determinar a) la profundidad más económica del filtro, b) los volúmenes de caliza que debe tener el lecho, si el pH final se varía, y c) la cantidad de caliza consumida por día, para pH 6 efluente.

a- La figura 2 corresponde a las condiciones del problema y a lechos de calcita magnésica calcinada. Entrando en las ordenadas con pH 6, en las abscisas se leen las cargas superficiales correspondientes a 0.5 ft, 1 ft, 3 ft, etc. de profundidad de lecho. Estos resultados aparecen en la columna 2 de la tabla 1. El área de lecho respectiva, columna 3, se obtiene dividiendo el gasto (0.50 gal/mín = 3000 gal/hr), entre la carga superficial (3000/65 = 46; 3000/3000/250 = 12, etc.).

El volumen de caliza, columna 4, se obtiene multiplicando el área de lecho por la profundidad (46x0.5=23, 12x1=12, etc.).

El gasto por volumen unitario, columna 5, es el gasto (3000 gal/hr) entre el volumen de caliza (3000/23 = 130, etc.).

Graficando las profundidades contra los gastos por volumen unitario, se obtiene la curva de la figura 3, donde se observa que la profundidad óptima es 3 ft.

b- Considerando un lecho de 3ft de profundidad, en la figura 2 se leen los valores carga superficial correspondientes a pH 5, 6, 7, etc. Tales valores aparecen en la columna 2 de la tabla 2.

Las cargas superficiales divididas por la profundidad del lecho (3 ft), resultan en los gastos por volumen unitario de caliza, columna 3, (3000/3 = 1000, etc.)

Los volúmenes de lecho de caliza, por cada 1000 galones por hora de desechos tratados, columna 4, se obtiene multiplicando los inversos de la columna 3, por 1000.

c- Como la concentración ácida de los desechos es 0.1 N y el gasto es 3000 gal/hr, el peso de ácido neutralizado será:

$$3000 \frac{\text{gal}}{\text{hr}} \times 0.1\text{N} \times \frac{49\text{g}}{\text{N} \cdot 1} \times \frac{1\text{b}}{453\text{g}} \times 3.785 \frac{1}{\text{gal}} \times \frac{24 \text{ hr}}{\text{día}} = 2950 \frac{\text{lb}}{\text{día}}$$

Si se supone que la caliza usada tiene una reactividad del 60% el consumo de caliza será

$$2950 \times \frac{50}{49} \times \frac{1}{0.60} = 5017 \frac{\text{lb}}{\text{día}}$$

#### 4. Diseño de sistemas de neutralización a base de lechada de cal.

Para determinar las propiedades neutralizantes de la cal que vaya a usar en un proceso, se realizan pruebas de laboratorio que consisten en:

TABLA 1

Cálculo del gasto por volumen unitario de reactante en lechos de caliza

Profundidad ft	Carga superficial gal/hr-ft <sup>2</sup>	Área, ft <sup>2</sup>	Volumen de caliza ft <sup>3</sup>	Gasto por volumen unitario gal/hr-ft
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0.5	65	46	23	130
1	250	12	12	250
2	1040	2.9	5.8	520
3	1800	1.67	5.0	600
4	2100	1.42	5.7	525

TABLA 2

Cálculo del volumen necesario de caliza por 1000 galones de agua residual tratada

pH	Carga superficial gal/hr-ft <sup>2</sup>	Gasto por volumen unitario gal/hr-ft <sup>3</sup>	Volumen de caliza por 1000 gal/hr de desechos ft <sup>3</sup>
(1)	(2)	(3)	(4)
5	3000	1000	1.00
6	1850	617	1.63
7	1500	500	2.00
8	1220	407	2.46
9	860	287	3.50

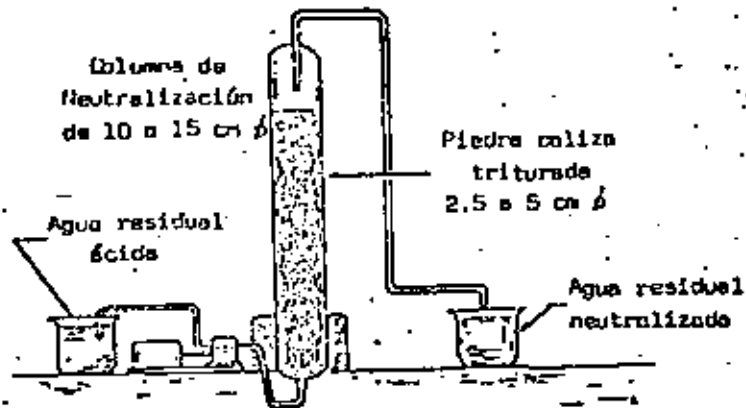


FIG. 1. Columnas de neutralización con piedra caliza.

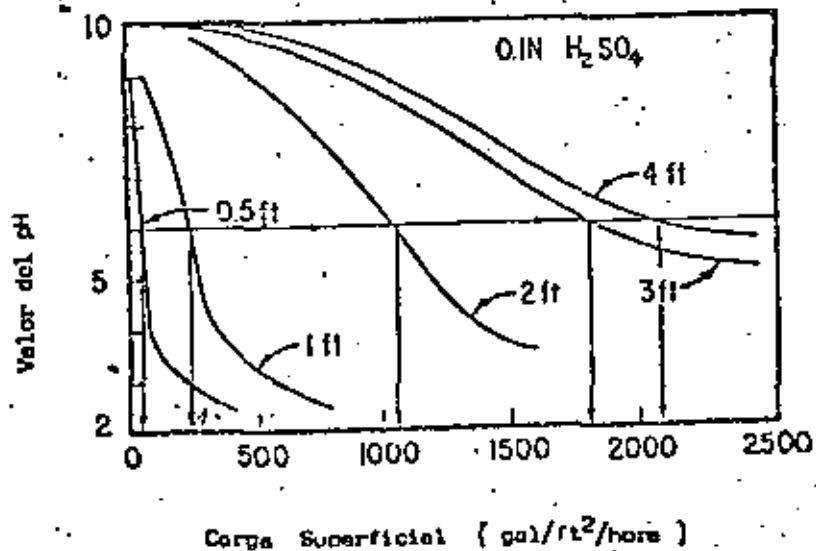


FIG. 2. Relación entre el pH y la carga superficial aplicada.

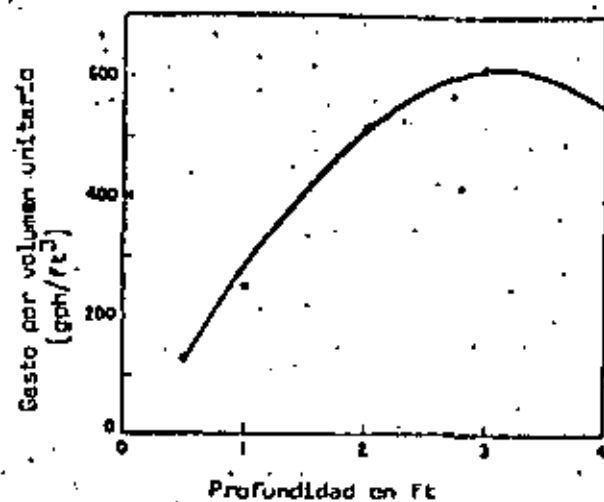


FIG. 3. Determinación de la profundidad óptima del lecho de caliza.

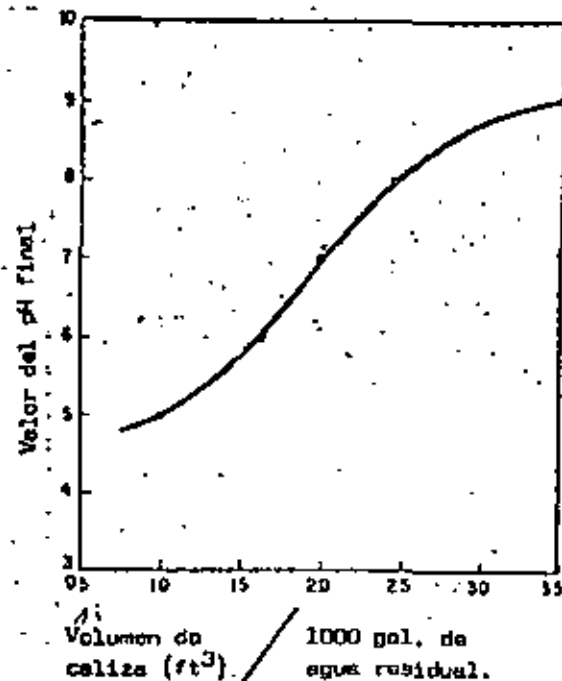
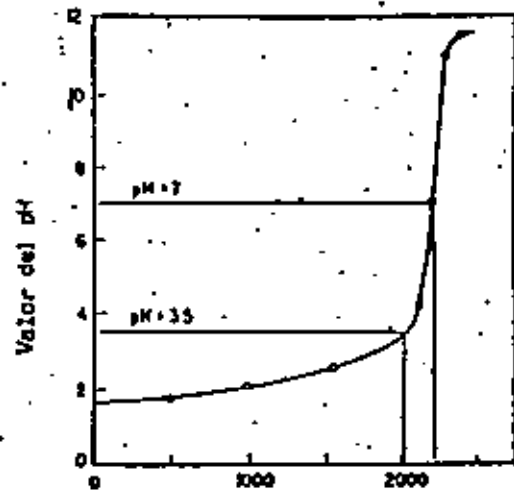


FIG. 4. Cantidad necesaria de caliza por volumen unitario de agua residual en función del pH final para una profundidad de lecho de 3 ft



cg de cal/litro de agua residual

FIG. 5. Curva de neutralización.



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

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

**Determinación de Niveles de Tratamiento para Descargas Orgánicas en  
Corrientes Superficiales**

**DR. UBALDO BONILLA DOMINGUEZ**

**OCTUBRE, 1981.**

DETERMINACION DE NIVELES DE TRATAMIENTO PARA  
DESCARGAS ORGANICAS EN CORRIENTES SUPERFICIALES

1. INTRODUCCION

Dr. Ubaldo Benito Dominguez \*

En una cuenca hidrográfica en donde existe una serie de descargas (fábricas, poblados, etc.) a las corrientes superficiales, se presenta el problema de determinar el nivel de tratamiento que debe recibir cada descarga, antes de ser vertida, para conservar en todos los puntos de los ríos un mínimo de oxígeno disuelto que permita el desarrollo de vida acuática superior. El costo resultante debe ser, desde luego, un mínimo.

Para cada una de las descargas existen 4 posibilidades o niveles de tratamiento: tratamiento nulo, tratamiento primario, tratamiento secundario, y tratamiento terciario. Así, si en una cuenca existen n descargas, el número posible de alternativas o combinaciones de tratamiento en las descargas es  $4^n$ . Evidentemente, si n es grande, el análisis de los costos de las alternativas posibles, para seleccionar la más económica, consumiría demasiado tiempo.

Enseguia se presenta un procedimiento de análisis que permite llegar rápidamente a la solución de este problema.

2. Fórmulas de cálculo

La descarga de materia orgánica en un punto de una corriente superficial de agua afecta a la concentración de oxígeno disuelto aguas abajo de la descarga. El modelo más simple para describir este fenómeno es el de Streeter y Phelps, que se expresa

$$D = \frac{K_1 L_a}{K_2 - K_1} [e^{-K_1 t} - e^{-K_2 t}] + D_a e^{-K_2 t} \quad (1)$$

donde

D, déficit de oxígeno en un punto situado a un tiempo t del punto de descarga. Corresponde a la diferencia entre la concentración de saturación de oxígeno en la corriente y la concentración presente,  $ML^{-3}$

$K_1$ , constante de rapidez de degradación de la materia orgánica,  $t^{-1}$

\* Subdirector de Investigación y Entrenamiento, Dirección General de Protección y Ordenación Ecológica, SARE

Profesor de Ingeniería Ambiental, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM

$K_2$ , constante de rapidez de reoxigenación,  $t^{-1}$

$L_a$ , concentración de materia orgánica en la sección de descarga,  $ML^{-3}$

$D_a$ , déficit de oxígeno en la sección de descarga,  $ML^{-3}$

La curva resultante (D vs t) presenta un máximo, denominado punto crítico, de concentración:

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} L_a e^{-K_1 t_c} \quad (2)$$

$$t_c = \frac{1}{K_1 \left[ \frac{K_2}{K_1} - 1 \right]} \ln \left\{ \frac{K_2}{K_1} \left[ 1 - \left( \frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \frac{D_a}{L_a} \right] \right\} \quad (3)$$

Las fórmulas auxiliares para hacer posible la aplicación de las fórmulas (1), (2) y (3) son

$$L_a = \frac{Q_r L_r + Q_f L_f}{Q_r + Q_f} \quad (4)$$

donde:

$L_r, L_f$ , concentración de materia orgánica en el río y descarga, respectivamente, antes de la sección de descarga,  $ML^{-3}$

$Q_r, Q_f$ , gastos del río y la descarga, respectivamente,  $ML^{-3}$

$$D = 0.D_r - 0.D \quad (5)$$

donde

$0.D_r, 0.D$ , concentración de oxígeno de saturación y concentración actual, respectivamente, en un punto del río,  $ML^{-3}$

$$D = \frac{Q_r D_r + Q_f D_f}{Q_r + Q_f} \quad (6)$$

$$L_c = L_a e^{-K_1 t} \quad (7)$$

donde:

$L_t$ , concentración de materia orgánica en un punto del río, un tiempo  $t$  aguas abajo de la descarga,  $ML^{-3}$

El valor del parámetro  $K_2$  puede estimarse usando la fórmula de O'Connor

$$K_2 = \frac{(D_m U)^{1/2}}{H^{3/2}} \quad (8)$$

$$D_m = 2.027 \times 10^{-5} (1.037)^{T-20} \quad (9)$$

donde:

$D_m$ , coeficiente de difusión molecular para oxígeno en agua,  $L^2 t^{-1}$

$U$ , velocidad media del flujo,  $L t^{-1}$

$H$ , profundidad media del río,  $L$

$T$ , temperatura,  $^{\circ}C$

El valor de la concentración de saturación de oxígeno puede estimarse mediante:

$$C_s = 14.652 - 41.0223 \times 10^{-2} T + 79.9 \times 10^{-4} T^2 - 77.77 \times 10^{-6} T^3 \quad (10)$$

y corregirse proporcionalmente a la presión atmosférica.

El valor del parámetro  $K_1$  se determina en el laboratorio mediante la prueba de DBO.

Los valores del gasto, velocidad y profundidad de la corriente se obtienen por medición directa en el río.

La concentración de materia orgánica que recibe un río, después de aplicar un nivel de tratamiento a una descarga, está dado por

$$L_t^1 = (1-n) L_t \quad (11)$$

donde:

$n$ , eficiencia del nivel de tratamiento

El costo del tratamiento se determina mediante

$$P = n L_t c_0 \quad (12)$$

donde:

$c_0$ , costo por unidad de peso de materia orgánica removida.

### 3. PROCEDIMIENTO

3.1. Determinación del nivel de tratamiento de una sola descarga.

- Usando la fórmula 4 se determina la concentración,  $L_t$ , de materia orgánica en el río, después del mezclado.
- Usando la fórmula 3 se determina el tiempo crítico,  $t_c$ .
- Con los datos de longitud del tramo y velocidad de escurrimiento, se determina el tiempo de recorrido,  $t_r$ , del tramo.
- Si el tiempo crítico cae dentro del tramo ( $0 < t_c < t_r$ ) se determina el déficit crítico,  $D_c$ , con la fórmula 7. En caso contrario se determina el déficit,  $D_1$ , al final del tramo, con la fórmula 1.
- Si el déficit calculado en el paso anterior es menor que el permitido (por ejemplo 4 mg/l.) la descarga no requerirá tratamiento. En caso contrario se determina, aplicando la fórmula 11, la concentración de la descarga,  $L_t^1$ , bajo condiciones del siguiente nivel de tratamiento, y se repiten los pasos anteriores hasta que se satisfaga el déficit de oxígeno permitido.
- Se calcula el costo del tratamiento usando la fórmula 12.

3.2. Determinación de la secuencia óptima de niveles de tratamiento en un sistema de descargas.

Se considera, aquí, únicamente el caso de una serie de descargas en un río, pero el procedimiento puede extenderse a un sistema de ríos.

- Se aplican todos los pasos del inciso 3.1 al primer tramo del río (etapa 1 de la tabla adjunta), para todos los niveles de tratamiento.
- Se calculan los valores del déficit de oxígeno,  $D_n$ , y la concentración de materia orgánica,  $L_n$ , en la salida del tramo, usando las fórmulas 1 y 7 respectivamente.

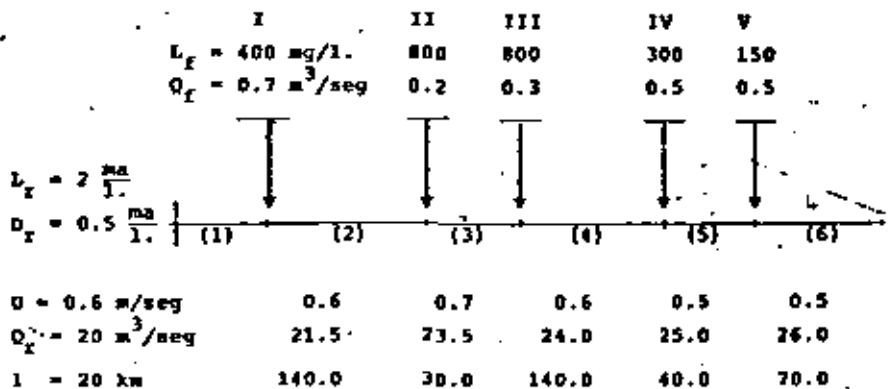


- c - Los valores  $D_x$  y  $L_x$  para el más barato nivel de tratamiento obtenido en el paso anterior, son ahora condiciones de entrada para el segundo tramo. Se repiten los pasos anteriores (a y b) para este tramo.
- d - Se acumulan los costos incurridos hasta al final del segundo tramo y se compara con el costo más barato del primer tramo (cuyo análisis no se haya seguido hasta el segundo tramo). Se sigue analizando según los pasos anteriores, tomando siempre como base el costo acumulado más barato.

4. EJEMPLO

4.1. Datos

En la gráfica siguiente se presenta un esquema de un río en que existen cinco descargas, numeradas con símbolos romanos, y representados por flechas. Arriba de cada flecha se indica la concentración de materia orgánica,  $L_x$ , y el gasto de la descarga,  $Q_x$ . Los tramos del río están numerados con caracteres arábigos; bajo cada uno de ellos aparece la velocidad del agua,  $U$ , en el tramo; el gasto al final del tramo,  $Q_x$ , y la longitud del tramo,  $l_x$ . En el origen del primer tramo se indican las condiciones iniciales: la carga orgánica del río,  $L_x$ , y el déficit de oxígeno,  $D_x$ .



Las eficiencias de cada nivel de tratamiento y su costo relativo por unidad de peso de carga orgánica removida aparecen a la

izquierda del siguiente cuadro; los costos relativos totales de aplicar cada nivel de tratamiento a cada una de las descargas calculados con la fórmula 12, aparecen en la parte derecha.

Nivel de tratamiento	Eficiencia	Costo relativo unitario	costo relativo total. Desechos Descarga				
			I	II	III	IV	V
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.3	1	84	48	72	45	23
2	0.7	1.6	314	179	269	168	84
3	0.9	2.5	630	360	540	330	169

Las constantes de desoxigenación y reariación son iguales para todos los tramos del río:  $K_1 = 0.3 \text{ día}^{-1}$ ,  $K_2 = 0.7 \text{ día}^{-1}$ .

Se desea determinar los niveles de tratamiento en cada descarga, para que en cada tramo del río el déficit máximo de oxígeno sea 4 mg/l.

4.2 Solución

En tabla de cálculos y en la figura anexos aparecen los resultados de cada etapa de la resolución del problema.

- a - El orden de las etapas de cálculo aparece en la columna 1 de la tabla, y encerrado en círculos (nodos) en la figura
- b - En las columnas 2 a 8 de la tabla aparecen los datos relativos al río y en columnas 9 y 10 los relativos a la descarga al río. El tramo que se analiza en cada etapa aparece en la columna 2 de la tabla e indicado en la parte superior de la figura
- c - Los cálculos para cada etapa aparecen, en el orden en que se realizan, en las columnas 11 y 12 de la tabla. En la columna 12 se anota la carga de materia orgánica que resulta de aplicar un tratamiento de eficiencia  $\eta$  (col. 11) a la descarga antes del mezclado, y en la columna 13, la carga orgánica después del mezclado.

7.

d - En la columna 14 se anota el tiempo crítico en que ocurre el déficit crítico después del tratamiento. Este tiempo se compara con el tiempo de recorrido del agua en el tramo (col 8).

Si el tiempo crítico cae dentro del tramo, se calcula el déficit crítico (col 16) y se observa si es menor que el déficit permitido; si resulta menor, se calcula el déficit de oxígeno, la carga orgánica a la salida del tramo (col's 16 y 17) y los costos de tratamiento y acumulados (col's 18 y 19) respectivos.

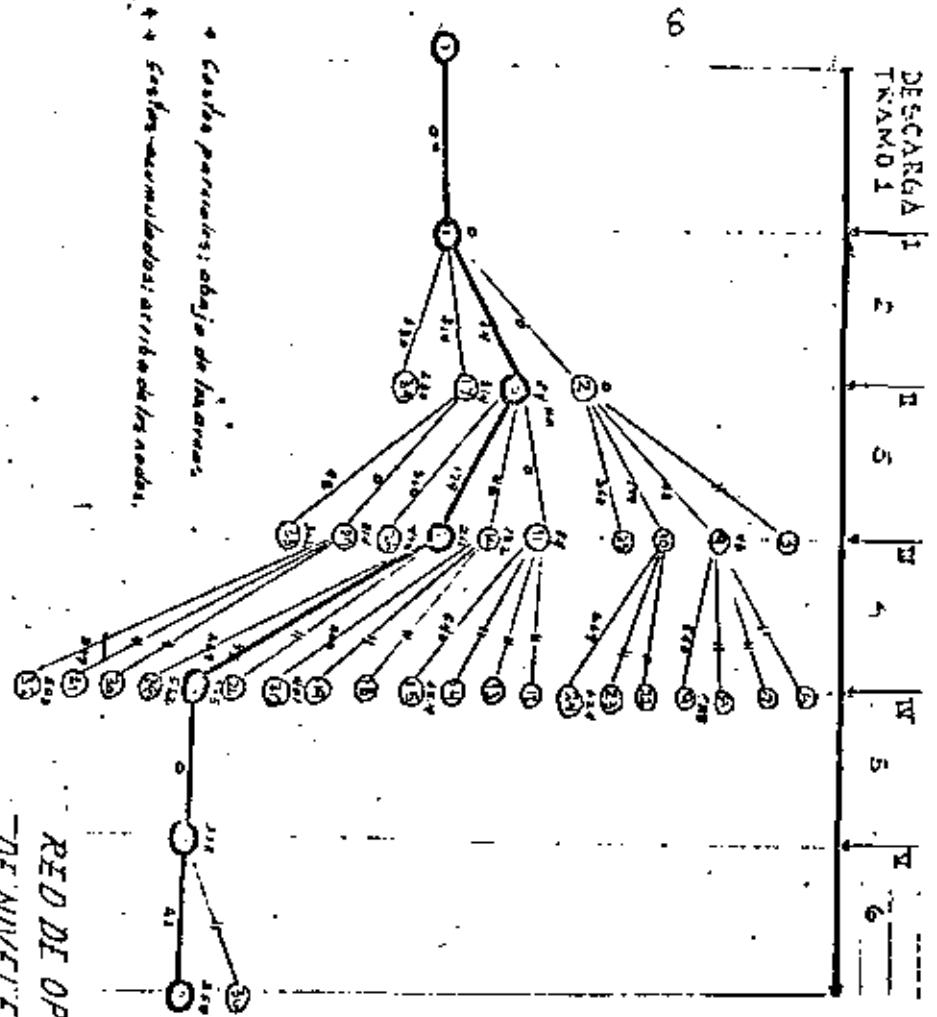
Si el déficit crítico ocurre fuera del tramo, se calcula el déficit a la salida del tramo, y si este es menor que el permitido, se procede al cálculo de costos.

Si el déficit calculado es mayor que el permitido, se anota que el tratamiento indicado "no pasa" los requerimientos.

En la figura los costos parciales aparecen bajo cada arco y los acumulados sobre el nodo que representa la etapa de cálculo respectiva. Cada arco representa un nivel de tratamiento, los que "no pasan", aparecen cruzados.

e - En la columna 20 se anota el número de la etapa de cálculo que antecede a la que se está realizando. Los datos de déficit de oxígeno y carga orgánica (col's 16 y 17) de la etapa antecedente se consideran de entrada (col's 6 y 7) en la etapa que se está calculando. Por ejemplo, en la figura se nota claramente que los resultados de la etapa 2 se usan para realizar la etapa 25.

f - La secuencia en los niveles de tratamiento se va determinando según lo indicado en el inciso 3.2.



OPTIMIZACION DE NIVELES DE TRATAMIENTO. CALCULOS.

11)	12)	13)	14)	DESCARGA					CALCULOS										NOTAS
				15)	16)	17)	18)	19)	20)	21)	22)	23)	24)	25)	26)	27)	28)		
transm do	L Km	Veloc m/seg	Costo m/seg	DBO mg/l	Def. no/l	Concent sin	DBO Lp	Costo Rp	Ef. %	D.B.O Lp	Lp mg/l	T. cultivo dia	D. cultivo m/seg	D. salida bar	D.B.O salida Lp	Costo P	Costo Acum.	Col.	
1	20	0.6	30	0.5	0.264	0	0	0	0	0	0	1.105		0.573	7.761	0	0	(2) del tra	
2	140	0.6	30	1.781	0.573	2.701	400	0.7	0	400	15.248	1.828	3.573	2.442	6.761	0	0	1 del tra	
3	30	0.7	31.5	4.761	3.442	0.296	800	0.2	0	800	34.204	1.132		4.074	10			2 micalo	
4	"	"	"	"	"	"	"	"	0.3	560	11.800	0.896		3.813	18.23	48	48	3) Leo	
5	2	140	0.6	30	1.781	0.573	2.701	400	0.3	200	11.190	1.931	3.279	3.502	4.971	24	24	1 del trat	
6	4	140	0.6	33.0	18.232	3.013	2.701	800	0.3	0	20.401	1.401	5.744		no pasa			4 micalo	
7	4	"	"	"	"	"	"	"	0.3	560	17.215	1.248	5.103		"			1 micalo	
8	4	"	"	"	"	"	"	"	0.7	240	13.195	0.760	4.319		"			4) Eia	
9	4	"	"	"	"	"	"	"	0.7	80	11.135	0.591	3.996	3.030	4.902	540	508	4 de salin	
0	3	20	0.7	31.5	4.781	3.442	0.296	800	0.2	0	8.930	0.312	3.405	3.470	2.696	179	179	2 de unti	
1	3	"	"	"	4.976	3.552	"	"	0	800	12.383	1.309		3.234	11.602	0	84	5 del tra	
2	4	140	0.6	33	18.112	3.234	2.701	800	0.3	0	20.766	1.536	5.013		no pasa			11 micalo	
3	"	"	"	"	"	"	"	"	0.3	560	17.176	1.419	4.749		"			11 micalo	
4	"	"	"	"	"	"	"	"	0.7	240	12.556	1.161	4.101		"			11 micalo	
5	"	"	"	"	"	"	"	"	0.7	80	11.490	0.793	3.713	3.021	5.002	540	624	11	
6	3	30	0.7	31.5	4.976	3.552	0.296	800	0.2	0	10.691	1.070		3.973	8.670	90	132	5	
7	2	140	0.6	30	1.781	1.552	2.701	400	0.3	120	5.779	1.764	2.454	1.360	3.570	314	214	1	
8	4	140	0.6	33	8.492	0.973	2.701	800	0.3	0	8.884	1.528	5.117	1.200	2.101			16	
9	"	"	"	"	"	"	"	"	0.3	560	17.794	1.295	4.455		no pasa			16	
0	"	"	"	"	"	"	"	"	0.7	240	12.674	1.079	3.619	3.021	6.190	369	420	16	
1	3	30	0.7	31.5	4.976	3.552	0.296	800	0.2	0	7.142	0.501		3.135	6.755	179	213	2	
2	4	140	0.6	33	7.676	2.484	2.701	800	0.3	0	17.997	1.370	5.046		no pasa			10	
3	"	"	"	"	"	"	"	"	0.3	560	14.919	1.180	4.454		"			16	
4	"	"	"	"	"	"	"	"	0.7	240	10.689	2.701	3.715	3.879	4.750	269	448	16	
5	3	30	0.7	31.5	4.781	3.442	0.296	800	0.2	0	7.450	0.276		3.500	6.420	360	320	2	
6	4	140	0.6	33	6.155	2.634	2.701	800	0.3	0	16.376	1.155	4.755		no pasa			21	
7	"	"	"	"	"	"	"	"	0.3	560	13.286	1.358	3.797	3.320	5.960	72	335	21	
8	3	30	0.7	31.5	4.976	3.552	0.296	800	0.2	0	5.159	0.125		3.410	4.880	260	444	5	
9	3	"	"	"	3.710	1.360	"	"	0	800	7.920	1.614		3.115	8.540	0	314	16	
0	4	140	0.7	33.0	8.548	2.115	2.701	800	0.3	0	18.758	1.710	4.809		no pasa			21	
1	"	"	"	"	"	"	"	"	0.3	560	15.148	1.621	4.123		"			21	
2	"	"	"	"	"	"	"	"	0.7	240	4.528	1.417	3.230	3.830	9.734	267	583	21	
3	3	30	0.7	31.5	3.570	1.360	0.296	800	0.2	0	7.708	1.440		1.858	6.102	44	262	16	
4	2	140	0.6	30.5	1.781	1.573	2.701	400	0.2	0	3.074	1.484	0.864	1.710	1.360	130	120	1	
5	5	40	0.5	24.0	5.589	3.325	0.296	300	0.5	0	12.911	0.958		8.853	9.827	0	225	21	
6	3	30	0.5	30.0	4.022	0.813	1.630	150	0.5	0	8.782	0.697	4.090		no pasa			25	
7	2	"	"	"	"	"	"	"	0.3	105	10.904	0.589	3.978	0.632	6.707	29	358	24	



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

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, MUNICIPALES, INDUSTRIALES Y REUSOS

REMOCION DE NITROGENO Y FOSFORO

ING. SALVADOR AYANEGUI JARITZ

OCTUBRE, 1981

REMOCIÓN DE NITROGENO Y FOSFORO

La remoción de nitrógeno y fósforo de aguas residuales ha recibido un interés especial en los últimos años debido a los importantes efectos que estos elementos tienen sobre los cuerpos receptores. La Tabla No. 1 muestra los efectos principales.

Existen operaciones y procesos que permiten remover estos elementos, tanto físicos como químicos y biológicos, cuya descripción se muestra en la Tabla No. 2.

Estas operaciones y procesos pueden aplicarse en secuencia para remover únicamente nitrógeno o también el fósforo, como se muestra en las Figuras 1 y 2.

La Tabla 3 muestra los niveles alcanzables mediante cada uno de ellos.

REMOCIÓN DE NITROGENO

La Tabla 4 resume el efecto de varios procesos de tratamiento sobre compuestos de nitrógeno.

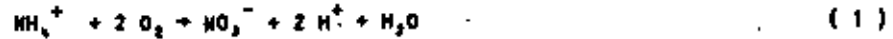
Durante los últimos 50 años, se han empleado varias operaciones y procesos para la conversión y remoción del nitrógeno de aguas y aguas residuales. Las aplicadas a aguas residuales aparecen en la tabla anterior.

Las más frecuentemente empleadas en la actualidad son: nitrificación, desnitrificación, arrastre por aire, cloración a punto de quiebre e intercambio iónico.

Nitrificación. - La nitrificación se emplea para transformar el amoníaco a nitratos antes de que las aguas residuales sean descargadas, evitando así la depresión de oxígeno disuelto en los cuerpos receptores. Los procesos de nitrificación pueden llevarse a cabo en crecimiento aeróbico suspendido, o bien en crecimiento aeróbico fijo.

Las principales reacciones involucradas en la transformación y remoción del nitrógeno y fósforo aparecen en la Tabla 5.

La siguiente reacción nos muestra la conversión a nitratos:



Simultáneamente se lleva a cabo la siguiente reacción de síntesis a tejido celular:



Este proceso puede llevarse a cabo al mismo tiempo que la oxidación del carbono, o bien en una etapa subsecuente.

Desnitrificación. - De los métodos propuestos para la remoción de nitrógeno el de nitrificación-desnitrificación es probablemente el mejor por las siguientes razones: (1) posee un potencial elevado de remoción de nitrógeno, (2) la estabilidad y confiabilidad es alta (3) es de fácil control (4) requiere poca superficie de terreno, y (5) proporciona un costo moderado. Si las aguas residuales por tratar contienen nitrógeno en forma de amoníaco, se requieren dos pasos. En el primer paso, el amoníaco se convierte aeróbicamente a la forma de nitrato NO<sub>3</sub> (nitrificación). En la segunda etapa los nitratos son convertidos a nitrógeno gaseoso (desnitrificación).

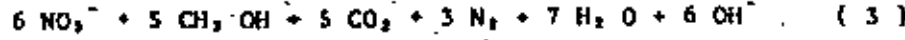
Si el nitrógeno se encuentra en las aguas residuales en forma de nitrato, como en el caso de agua de escurrimiento agrícola, solamente se requiere el paso de desnitrificación.

Como en el caso de la nitrificación, la desnitrificación puede llevarse a cabo en crecimiento suspendido o en crecimiento fijo, pero en condiciones anóxicas, ambas.

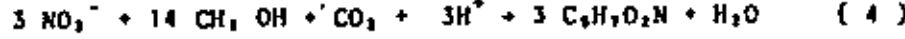
Por otra parte, puede llevarse a cabo bajo las siguientes variantes: (1) en reactores separados empleando metanol o cualquier otra fuente adecuada de carbono orgánico, o (2) en sistemas combinados para oxidación del carbono, nitrificación y desnitrificación usando aguas residuales o carbono endógeno como fuentes.

Las Figs. 3 y 4 muestran procesos secuenciales para remoción de nitrógeno.

El proceso de desnitrificación es realizado principalmente por bacterias heterótrofas anaerobias facultativas, de acuerdo con las siguientes reacciones:



y



La Fig. 5 nos muestra el desarrollo de este proceso en tres etapas.

Arrastre de amoníaco con aire. - La remoción de amoníaco por arrastre con aire ha sido estudiada y aplicada extensamente. Probablemente el ejemplo mejor conocido sea el de Lake Tahoe, Cal.

El proceso se basa en que el amoníaco existe en el agua en equilibrio con los iones amonio de acuerdo con la siguiente ecuación:



Conforme el pH de las aguas residuales se aumenta sobre 7, el equilibrio se despiaza hacia la izquierda, y el ión amonio se convierte a amoníaco, el cual puede removerse en forma de gas por agitación del agua en presencia de aire. Esto se lleva a cabo usualmente en una torre empacada, equipada con un ventilador de aire.

En la Fig. 6 se muestra el diagrama de flujo de una instalación que emplea arrastre de amoníaco. Se agrega cal al agua cruda para precipitar fósforo. A continuación, el agua sedimentada se hace pasar por una torre para arrastre del amoníaco a contracorriente. Posteriormente, se recarbonata y sedimenta nuevamente. Se incluye también un sistema para recuperar la cal.

La Fig. 7 presenta un diagrama similar para tratar el sobrenadante de un digestor, con la diferencia de que el  $\text{CO}_2$  se arrastra primero, antes de agregar la cal y se ha agregado un absorbedor de amoníaco para impedir la descarga de éste a la atmósfera.

Un sistema completo se muestra en la Fig. 8. El amoníaco arrastrado se convierte a nitrato en un reactor biológico de torre empacada. Se emplea desnitrificación biológica para convertir los nitratos a nitrógeno gaseoso.

El uso de remoción de amoníaco por arrastre ha presentado problemas, especialmente en climas fríos, debido a formación de incrustaciones de carbonato de calcio y hielo en las torres.

#### Cloración a punto de quiebre.

Consiste en la adición de una cantidad suficiente de cloro para oxidar el nitrógeno amoniacal disuelto a nitrógeno gaseoso y otros compuestos estables.

Probablemente la ventaja más importante de este proceso es que con un control apropiado e igualación del flujo, el nitrógeno amoniacal existente puede reducirse a cero. Otra ventaja adicional consiste en que se obtiene desinfección simultáneamente.

La ecuación que representa la reacción global es:



La relación estequiométrica de cloro como  $\text{Cl}_2$  a amoníaco como N calculada, es 7.6 a 1. En la práctica se ha encontrado que esta relación varía de 8 a 1 a 10 a 1.

Tanto en pruebas de laboratorio como en pruebas a escala completa, se ha encontrado que el rango de pH óptimo para la cloración a punto de quiebre se encuentra entre 6 y 7.

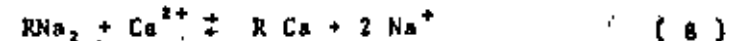
La cloración a punto de quiebre puede emplearse para remover nitrógeno amoniacal de efluentes ya sea sola o en combinación con otros procesos. Debido a los problemas de toxicidad potencial que pueden presentarse si se descargan compuestos clorados al medio ambiente, es usualmente necesario dechlorar el efluente. Para este propósito, se emplean columnas de carbón activado, como se muestra en las Figs. 1 y 2.

#### Intercambio iónico.

El intercambio iónico es un proceso unitario mediante el cual los iones de una especie dada son desplazados de un material de intercambio insoluble por los iones de una especie diferente en solución.

La química del proceso de intercambio iónico puede representarse por las siguientes reacciones de equilibrio:

##### a) Operación:



##### b) Regeneración:



en donde R representa a la resina.

Las dos primeras ecuaciones muestran las reacciones mediante las cuales los iones de sodio y calcio son removidos del agua por una resina sintética de intercambio catiónico. Las dos últimas representan las reacciones relacionadas con la regeneración de la resina agotada.

A bajas concentraciones el valor del coeficiente de selectividad para el intercambio de iones monovalentes por divalentes es, en general, mayor que para el intercambio de iones monovalentes por iones monovalentes. Este hecho, en muchos casos, ha limitado el uso de resinas sintéticas para remover ciertas sustancias existentes en aguas residuales, tales como el amoníaco en formas de ión amonio. Sin embargo, existen algunas zeolitas naturales que favorecen el intercambio de  $\text{NH}_4^+$ .

De las zeolitas naturales que han sido investigadas, la Clinoptilolita ha probado ser una de las más efectivas. Una de las características novedosas de esta zeolita es el sistema de regeneración empleado, la cual se hace mediante  $\text{Ca(OH)}_2$ .

El ión amonio removido de la zeolita se convierte a amoníaco a causa del alto pH. La solución regenerante se hace pasar a través de una torre para remover el amoníaco por arrastre. El líquido despejado de amoníaco se colecta en un tanque para reuso subsecuente. La ventaja de este sistema consiste en que no hay residuo del proceso que deba disponerse. En la Fig. 9 se muestra un diagrama de flujo para este proceso.

Un problema serio que debe ser resuelto, es la formación de precipitados de carbonato de calcio dentro del lecho de la zeolita, en la torre de arrastre y en las tuberías. Como se muestra en la Figura 9, el lecho de zeolita se encuentra dotado de retrolavado para remover los depósitos de carbonato que se forman dentro del filtro.

En el caso de aplicación de intercambio iónico a efluentes de aguas residuales, también se ha presentado el problema de aglomeración de la resina ocasionada por materia orgánica residual del tratamiento biológico. Este problema ha sido resuelto parcialmente mediante prefiltrado de las aguas residuales o empleando resinas intercambiadoras que retengan la materia orgánica antes de su aplicación a la columna de intercambio.

## REMOCION DE FOSFORO

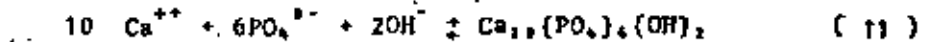
Las aguas residuales domésticas y los escurrimientos agrícolas han sido identificados como las principales fuentes de fósforo, el cual ha sido considerado como el causante principal de la estimulación del crecimiento de plantas acuáticas y de contribuir a la eutrofización en general.

El fósforo puede encontrarse presente en tres formas: ortofosfatos, polifosfatos y fósforo orgánico.

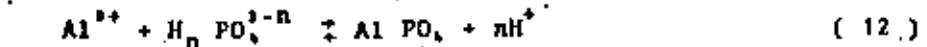
Su remoción está basada en la formación de un precipitado insoluble que puede ser eliminado por sedimentación. Los principales compuestos químicos que han sido empleados son cal, alumbre y cloruro o sulfato férrico, también se han empleado efectivamente polímeros en unión con la cal y alumbre, según se muestra en la Tabla 6.

Las ecuaciones relativas son:

a) Para Calcio:



b) Para Aluminio:



c) Para Hierro:



Los productos químicos pueden agregarse en diferentes puntos en el proceso de tratamiento, como muestra la Fig. 10, pero debido a que los polifosfatos y el fósforo orgánico se remueven con menor facilidad que los ortofosfatos, la adición de sales de aluminio o hierro después del tratamiento secundario, en el que el fósforo orgánico y los polifosfatos son transformados a ortofosfatos, usualmente resulta en la mejor remoción.

En algunos casos, como sucede en plantas sobrecargadas, los flocúlos no sedimentan bien. La adición de sales de aluminio o hierro producirá la precipitación de hidróxidos o fosfatos metálicos. Los coloides desestabilizados y los precipitados resultantes sedimentarán fácilmente en el sedimentador secundario, reduciendo los sólidos suspendidos en el efluente y efectuando la remoción de fósforo. Las dosis de sales de aluminio y hierro usualmente caen en el rango de

7

relación molar de 1 a 3 de ión metálico a fósforo.

#### Tratamiento terciario por coagulación y filtración.

Después del tratamiento biológico, puede agregarse cal a la corriente de aguas residuales para reducir el nivel de fósforo y sólidos suspendidos, como aparece en la Fig. 10. Puede hacerse el tratamiento en una o en dos etapas, como lo muestran las Figs. 11 y 12, respectivamente. En el primer clarificador del proceso en dos etapas, se agrega suficiente cal para elevar el pH sobre 11 para precipitar el fósforo soluble como fosfato básico de calcio (apatita). El precipitado de carbonato de calcio formado en el proceso actúa como coagulante para remoción de sólidos suspendidos. El exceso de calcio soluble se remueve en el clarificador de la segunda etapa como precipitado de carbonato de calcio mediante la adición de dióxido de carbono para reducir el pH hasta 10 aproximadamente. Generalmente se aplica una segunda inyección de dióxido de carbono al efluente de la segunda etapa. Esto reduce el pH para prevenir la formación de incrustaciones. Para remover los niveles residuales de sólidos suspendidos y fósforo, el efluente de clarificador secundario se pasa a través de un filtro de lecho múltiple.

En la mayoría de los casos, se requiere un sistema de recuperación de cal para tener un costo razonable. Esto incluye una instalación para regeneración térmica, la cual convierte el carbonato de calcio en el lodo a cal por calentamiento a 98°C. Generalmente se emplea el dióxido de carbono de éste proceso para las recarbonataciones anteriormente descritas.

#### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- a) La remoción de nitrógeno y fósforo permite evitar serios problemas de muerte de peces, disminución de oxígeno disuelto y eutroficación de los cuerpos receptores.
- b) Esta remoción, cuando se aplica en unión a tratamiento secundario, filtración por lecho múltiple, adsorción por carbón activado y desinfección, permite obtener efluentes de calidad muy alta, virtualmente potable. Estos efluentes se emplean actualmente con todo éxito y seguridad, desde hace varios años para fines muy variados, tales como: Creación de lagos artificiales, recarga de acuíferos para evitar intrusión de agua de mar, etc.
- c) Dado que se cuenta con una amplia variedad de procesos y reactivos químicos para la eliminación de estos nutrientes, es recomendable en cada caso particular realizar pruebas a nivel piloto para seleccionar el método más conveniente, tomando en consideración las ventajas de cada proceso, tales como la recuperación y venta de sulfato de amonio, la ausencia de lodos residuales, etc.
- d) Por razones de espacio y tiempo, en el presente trabajo se presenta únicamente un resumen de los principales métodos de remoción empleados, sugiriéndose consultar las fuentes citadas en la bibliografía para obtener detalles más precisos de cada proceso en particular.



Tabla 1 EFECTO DE COMPUESTOS DE NITROGENO Y FOSFORO PRESENTES EN LAS AGUAS RESIDUALES

Constituyente	E f e c t o	Concentración crítica mg/l
Amoníaco	Aumenta la demanda de cloro; es tóxico para los peces; puede ser convertido en nitratos y en este proceso puede disminuir los recursos de oxígeno; en combinación con el fósforo puede originar crecimiento indeseable de organismos vegetales	Cualquier cantidad Variable Cualquier cantidad
Nitratos	Estimulan el crecimiento de algas y plantas; pueden causar metahemoglobinemia en infantes (niños azules)	0.3 <sup>b</sup> 10 <sup>c</sup>
Fosfatos	Estimulan crecimiento de algas y otras formas de vida acuáticas; interfiere con la coagulación; interfiere con el ablandamiento cal-carbonato	0.015 <sup>b</sup> 0.2-0.4 0.3

<sup>a</sup> Depende de pH y la temperatura

<sup>b</sup> Para lagos tranquilos

<sup>c</sup> U.S. Environmental Protection Agency: Paper 141-National Interim Primary Drinking Water Regulations, Federal Register, Vol. 40, No. 248, December 24, 1975

BIBLIOGRAFIA

- 1.- U.S. Environmental Protection Agency. PROCESS DESIGN MANUAL FOR NITROGEN CONTROL. October, 1975.
- 2.- U.S. Environmental Protection Agency. PROCESS DESIGN MANUAL FOR PHOSPHORUS REMOVAL. October, 1971.
- 3.- Culp, Wesner & Culp. HANDBOOK OF ADVANCED WASTEWATER TREATMENT. 2<sup>a</sup> Ed. Van Nostrand Reinhold Co. 1978.
4. Metcalf & Eddy, Inc. WASTEWATER ENGINEERING, 2<sup>a</sup> Ed. Mc. Graw Hill Book Co., 1972.

Tabla 2

## OPERACIONES Y PROCESOS EMPLEADOS EN TRATAMIENTO AVANZADO DE AGUAS RESIDUALES

Descripción	Tipo de agua residual tratada	Uso principal
<u>Operaciones unitarias físicas:</u>		
Arrastre de amoníaco con aire	ETA	Remoción de nitrógeno amoniacal
Separación en fase gaseosa	ETA	Remoción de nitrógeno amoniacal
Aplicación a suelos	ETP ETS <sup>1</sup>	Nitrificación, desnitrificación, remoción de amoníaco
<u>Procesos unitarios químicos:</u>		
Cloración a punto de quiebra	ETS (Filtración)	Remoción de nitrógeno amoniacal
Precipitación química	ETB	Precipitación de fósforo
Precipitación química en lodos activados	ETP	Remoción de fósforo
Intercambio iónico	ETS + Filtración	Remoción de nitrógeno amoniacal y de nitratos
<u>Procesos unitarios biológicos:</u>		
Asimilación bacteriana	ETP	Remoción de nitrógeno amoniacal
Desnitrificación	Agua de retorno agrícola	Reducción de nitratos
Cultivo de algas	ETB	Remoción de nitrógeno amoniacal
Nitrificación	ETP, ETB	Oxidación de amoníaco
Nitrificación - Desnitrificación	ETP, ETB	Remoción de nitrógeno total

ETP= efluente del tratamiento primario; ETB= efluente del tratamiento biológico; ETS= efluente del tratamiento secundario.

Tabla 3

## NIVELES DE TRATAMIENTO ALCANZABLES CON VARIAS OPERACIONES Y PROCESOS EMPLEADOS EN TRATAMIENTO AVANZADO DE AGUAS RESIDUALES

Tratamiento secundario <sup>a</sup>	Tratamiento adicional	Calidad típica del efluente	
		N total, mg/l	PO <sub>4</sub> como P, mg/l
<u>Proceso de lodos activados</u> (proceso de crecimiento suspendido)	Ninguno (efluente secundario)	20-60	6-15
	Filtración por medios granulares	15-35	4-12
	Filtración por medios granulares y columna de carbón	15-30	4-12
	Coagulación y sedimentación	15-30	1-2
	Coagulación, sedimentación y Filtración por medios granulares	15-30	0.1-1.0 <sup>b</sup>
	Coagulación, sedimentación, Filtración por medios granulares y arrastre de amoníaco	2-10 <sup>c</sup>	0.1-1.0 <sup>b</sup>
	Coagulación, sedimentación, Filtración por medios granulares, arrastre de amoníaco y columna de carbón	2-10 <sup>c</sup>	0.1-1.0 <sup>b</sup>
<u>Tratamiento en el suelo</u>	Irrigación <sup>d</sup> infiltración rápida <sup>d</sup> escurrimiento superficial <sup>d</sup>	3 10 3	0.3 3 12
<u>Proceso en filtro rociador</u> Contactador biológico rotativo (proceso de crecimiento fijo)	Ninguno (efluente secundario);	20-60	6-15
	Filtración por medios granulares	15-35	6-15
	Aeración sedimentación, filtración por medios granulares	15-35	4-12

<sup>a</sup> Para cumplir las normas de la U.S. Environmental Protection Agency para efluentes, el uso de filtros se ha aceptado ahora como práctica estándar y se consideran incluidos en la definición de tratamiento secundario convencional.

<sup>b</sup> La reducción de  $PO_4$  a este nivel requerirá aproximadamente 200 ppm de alumbre y 400 ppm de cal; si se pueden tolerar concentraciones mayores de  $PO_4$ , la dosis de coagulante se disminuye.

<sup>c</sup> Requiere elevar el pH sobre 10.5 para convertir el nitrógeno a amoníaco

<sup>d</sup> Percolación del efluente primario o secundario a través de 1.5 m de suelo

<sup>e</sup> Percolación del efluente primario o secundario a través de 4.5 m de suelo

<sup>f</sup> Escurrimiento de aguas residuales municipales pasadas por un Comminutor y sobre 45 m de terreno aproximadamente.

Tabla 4 EFECTO DE VARIOS PROCESOS DE TRATAMIENTO SOBRE COMPUESTOS DE NITRÓGENO

Operaciones o procesos de tratamiento	Compuestos de nitrógeno			Remoción del total de nitrógeno entrante al proceso
	Nitrógeno orgánico	$NH_3$ - $NH_4^+$	$NO_3^-$	
<u>Tratamiento convencional</u>				
1. Primario	10-20% removido	Sin efecto	Sin efecto	5-10
2. Secundario	25-50% removido <sup>b</sup> Urea- $NH_3$ - $NH_4^+$	70% rem.	Ligero	10-30
<u>Procesos biológicos</u>				
1. Asimilación bacteriana	Sin efecto	40-70% rem.	Ligero	30-70
2. Desnitrificación	Sin efecto	Sin efecto	80-90 rem.	70-95
3. Cultivo de algas	Transformación parcial <sup>c</sup> $NH_3$ - $NH_4^+$	+Células	+Células	50-80
4. Nitrificación	10-50	+ $NO_3^-$	Sin efecto	5-20
5. Zanja de oxidación	Transformación parcial a $NH_3$ - $NH_4^+$	Remoción parcial	Remoción parcial por nitrificación-desnitrificación	20-90
<u>Procesos químicos</u>				
1. Cloración a punto de quiebre	Incierta	90-100% rem.	Sin efecto	80-95
2. Coagulación química	50-90% remoción	Ligero	Ligero	20-30
3. Adsorción en carbón	30-50% remoción	Ligero	Ligero	10-20
4. Intercambio iónico selectivo por amonio	Ligero, incierta	80-97% rem.	Sin efecto	70-95
5. Intercambio iónico selectivo por nitrato	Ligero	Ligero	75-90% removido	70-90
<u>Operaciones físicas</u>				
1. Arrastre de amoníaco	Sin efecto	60-95% rem.	Sin efecto	50-90
2. Electrodialisis	100% del N orgánico suspendido removido	30-50% rem.	30-50%	80-90
3. Filtración	30-100% del N orgánico suspendido removido	Ligero	Ligero	20-40
4. Ósmosis inversa	Removido	60-90% removido	40-90% removido	80-90
<u>Aplicación a suelos</u>				
1. Irrigación	$NH_3$ - $NH_4^+$	+ $NO_3^-$ X de plantas	+ $N_2$ X de plantas	60-90
2. Infiltración rápida	$NH_3$ - $NH_4^+$	+ $NO_3^-$	+ $N_2$	30-80
3. Escurrimiento superficial	$NO_3^-$ - $NH_4^+$	+ $NO_3^-$ -N de plantas	+ $N_2$ X de plantas	70-90

<sup>a</sup> Dependiendo de la fracción de nitrógeno en el efluente para la cual el proceso es efectivo, que puede depender de otro proceso en la planta de tratamiento.

<sup>b</sup> Nitrógeno orgánico soluble en forma de urea y aminoácidos, que es substancialmente reducida por tratamiento secundario

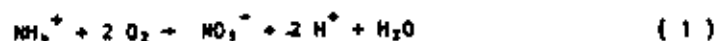
<sup>c</sup> La flecha denota "conversión a"

<sup>d</sup> Principales métodos empleados ahora para el control del nitrógeno en aguas residuales.

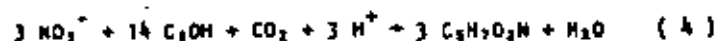
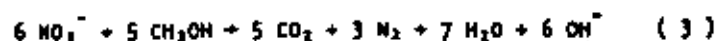
**Tabla 5 PRINCIPALES REACCIONES INVOLUCRADAS EN LA TRANSFORMACION Y REMOCION DE NITROGENO**

1. Para Nitrógeno:

a) Nitrificación:



b) Denitrificación:



c) Arrastre de amoníaco con aire:



d) Cloración a punto de quiebre:

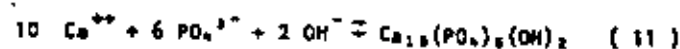


e) Intercambio iónico:

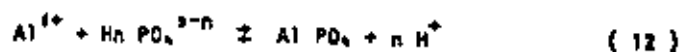


**Tabla 6 PRINCIPALES REACCIONES INVOLUCRADAS EN LA REMOCION DE FOSFORO**

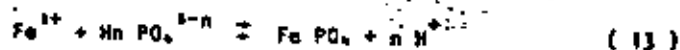
a) Para Calcio:



b) Para Aluminio:



c) Para Hierro:



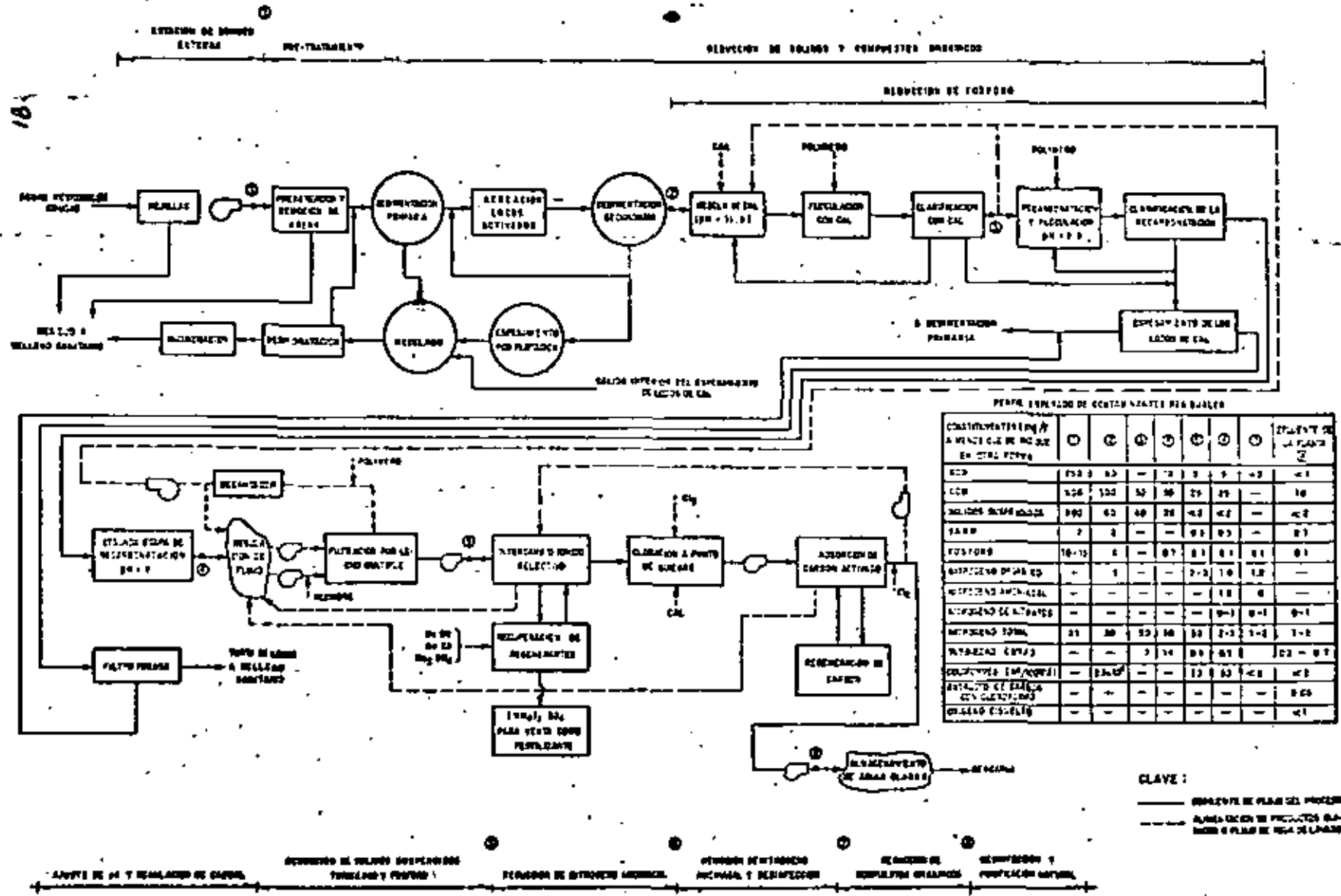


Fig. 1 Diagrama de flujo de una planta de tratamiento avanzado de aguas residuales, empleando medios biológicos, físicos y químicos para remoción de nitrógeno

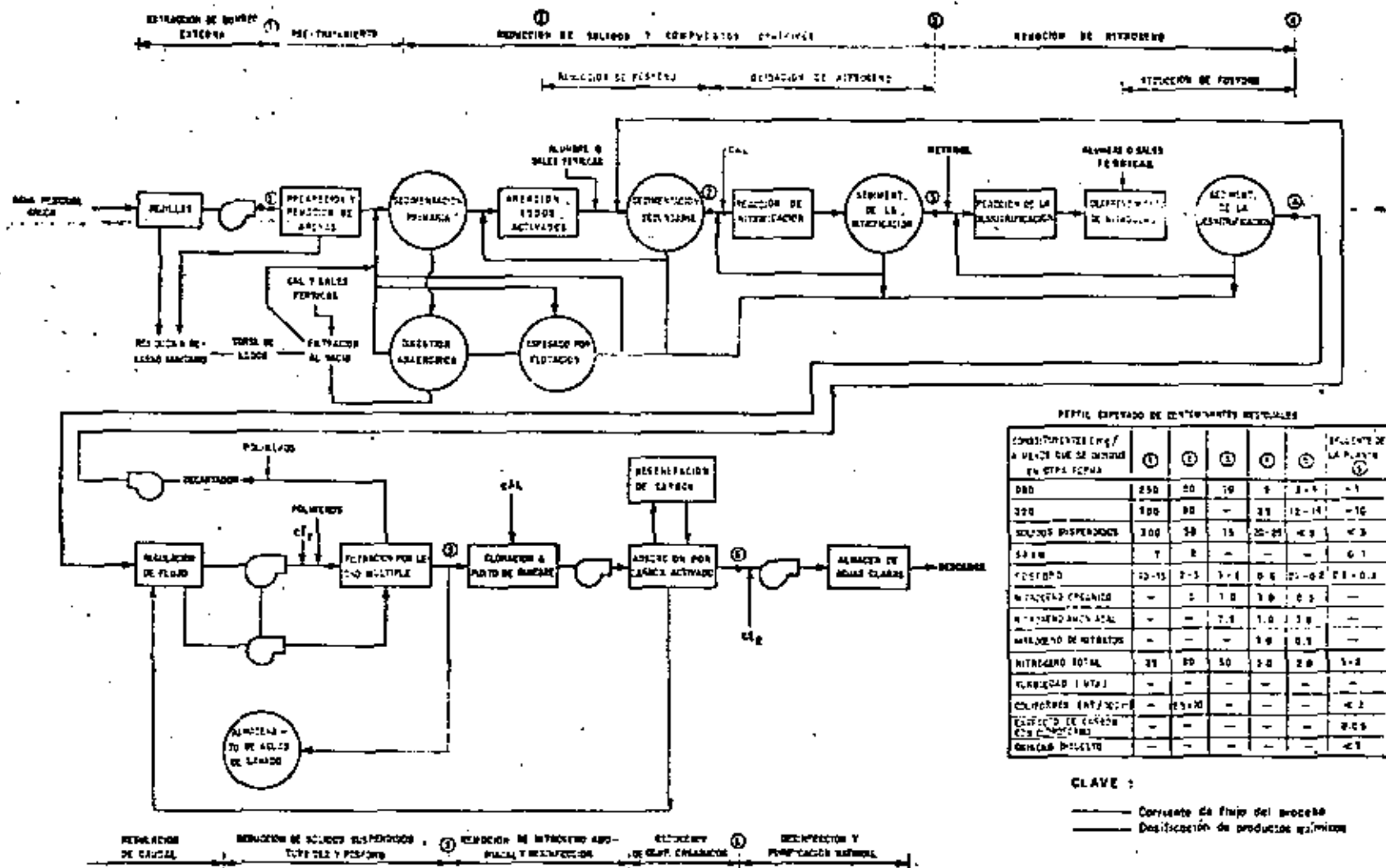


Fig 2 Diagrama de flujo de una planta de tratamiento avanzado de aguas residuales, empleando proceso biológico en tres etapas para remoción de nitrógeno.

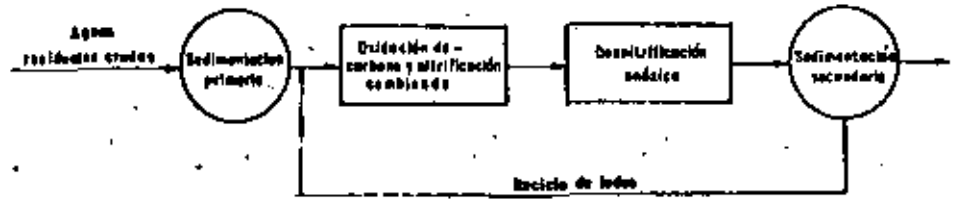


Fig 3 Oxidación-nitrificación-desnitrificación secuenciales

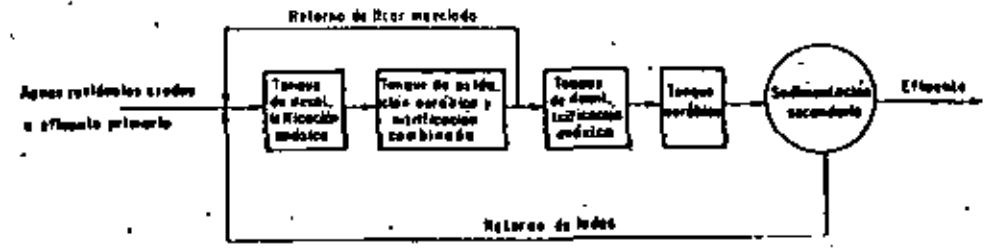


Fig 4 Sistema Bardenpho-utilización en secuencia del carbono de las aguas residuales y del carbono endógeno

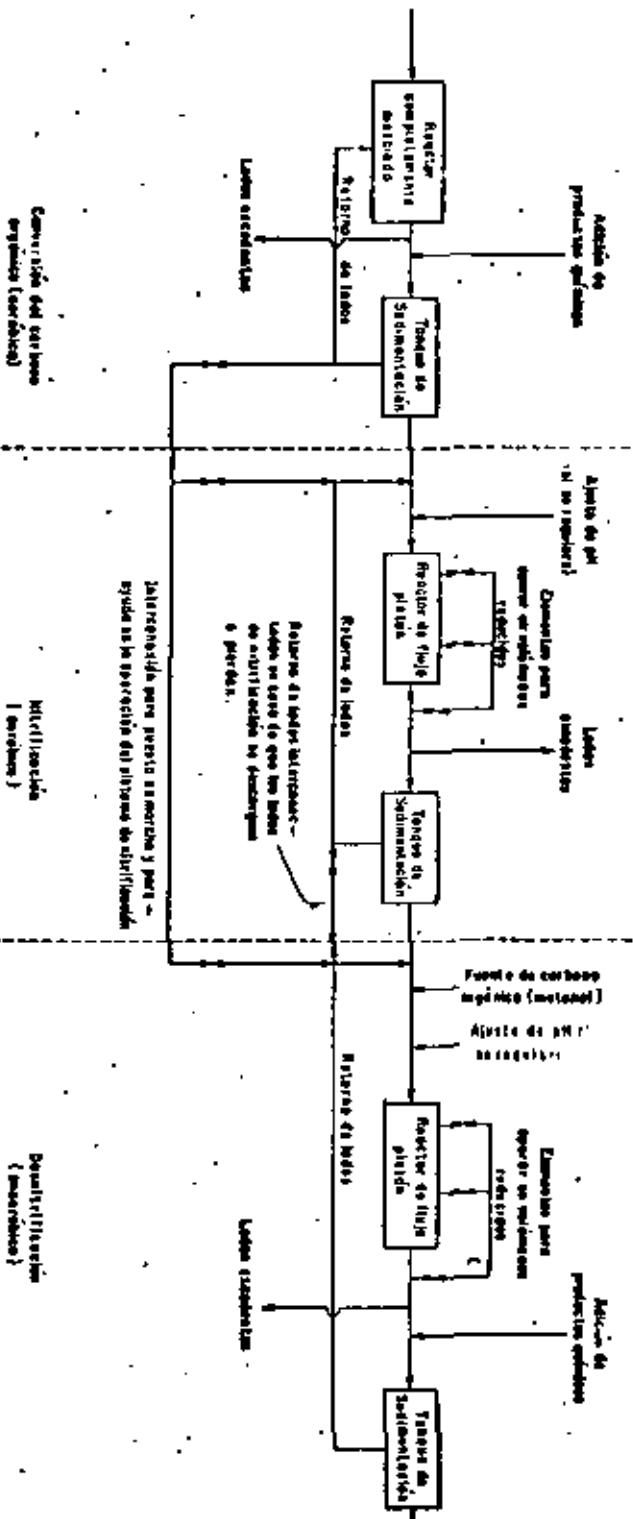
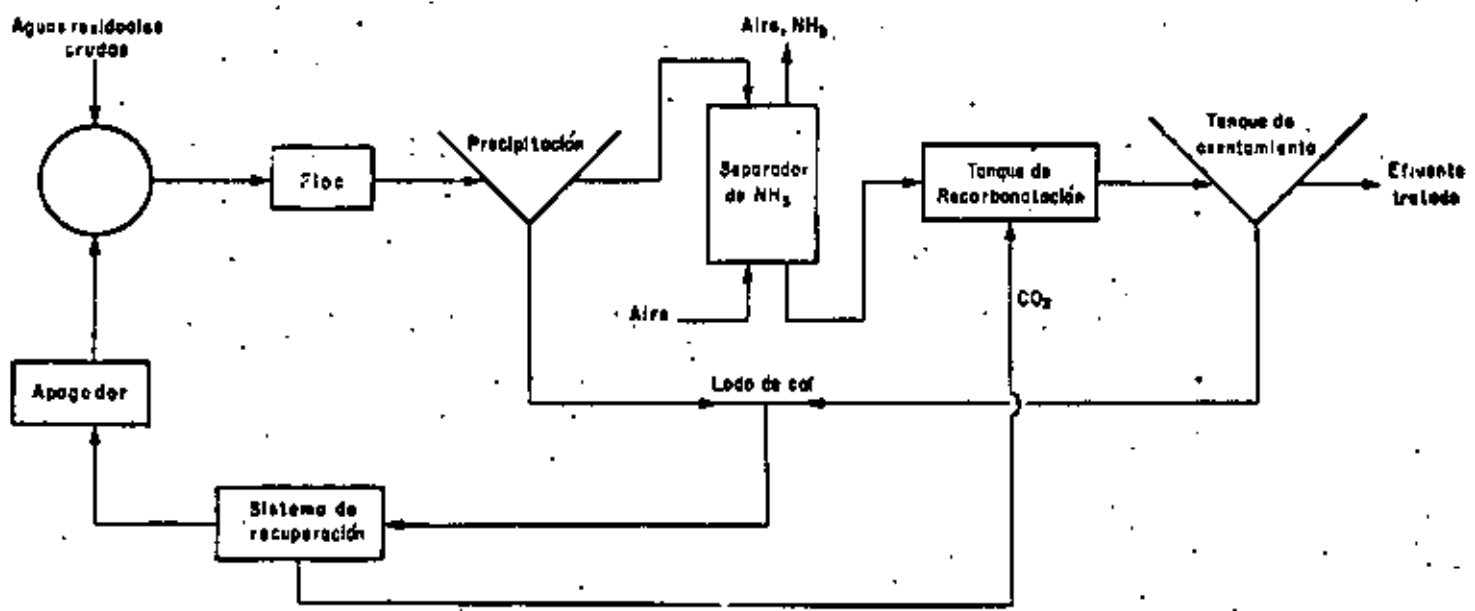


Fig 5 Diagrama de flujo de un tratamiento biológico en tres etapas para remoción de nitrógeno



NOTA: El NH<sub>3</sub> se descarga a la atmósfera o se remueve en un absorbedor

Fig 6 Diagrama típico de separación de amoníaco de las aguas negras crudas

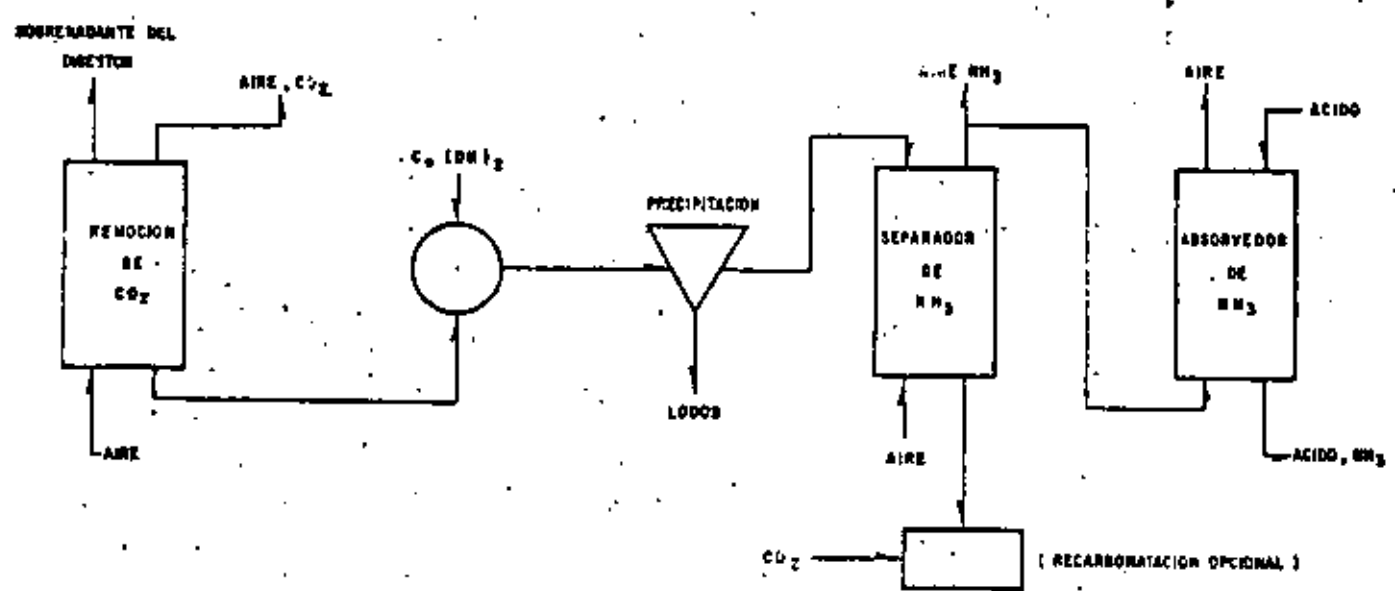


Fig 7 Diagrama de flujo típico para la remoción de amoníaco de sobrenadante del digestor



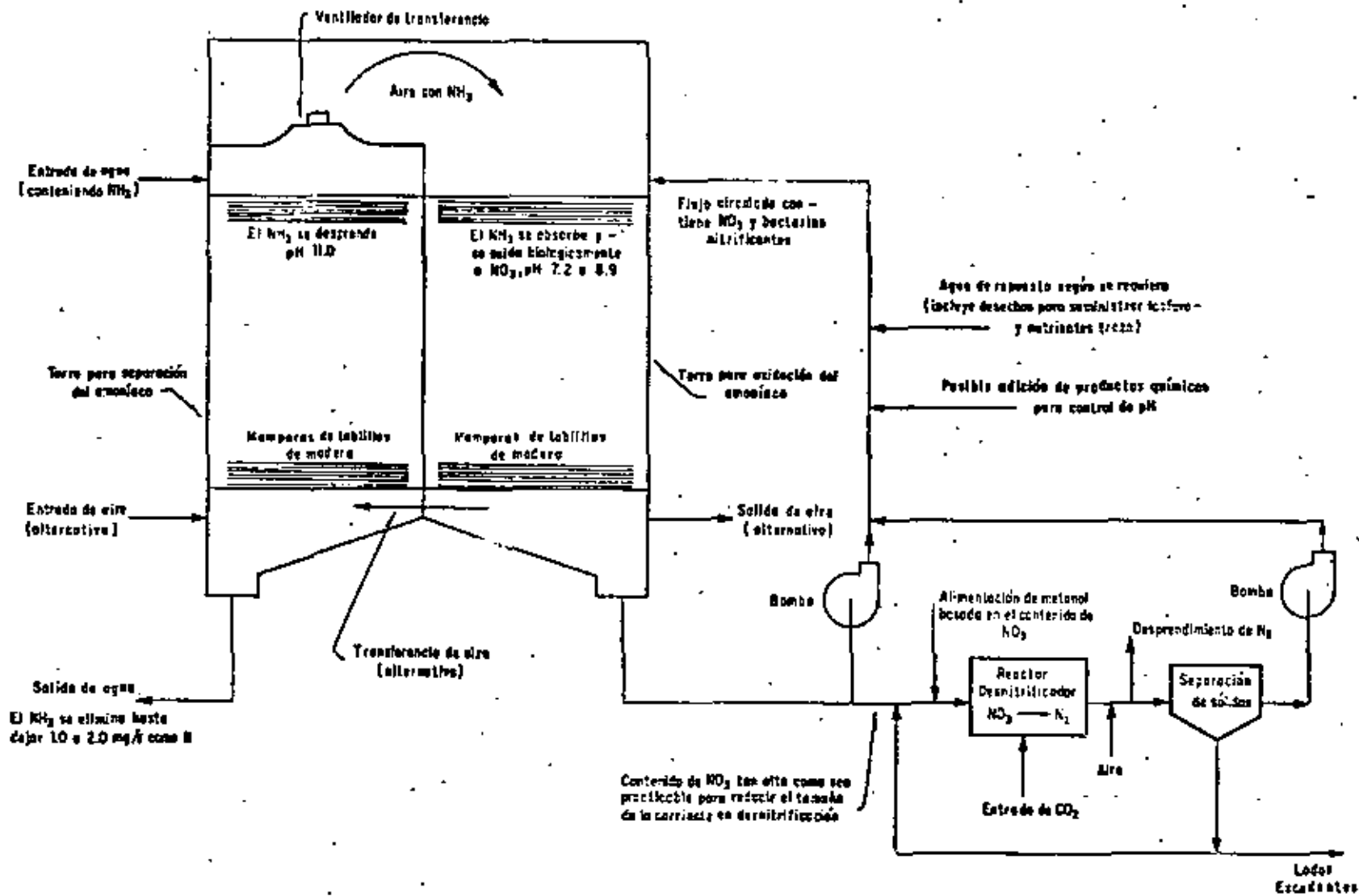


Fig 8 Sistema de eliminación de amoníaco



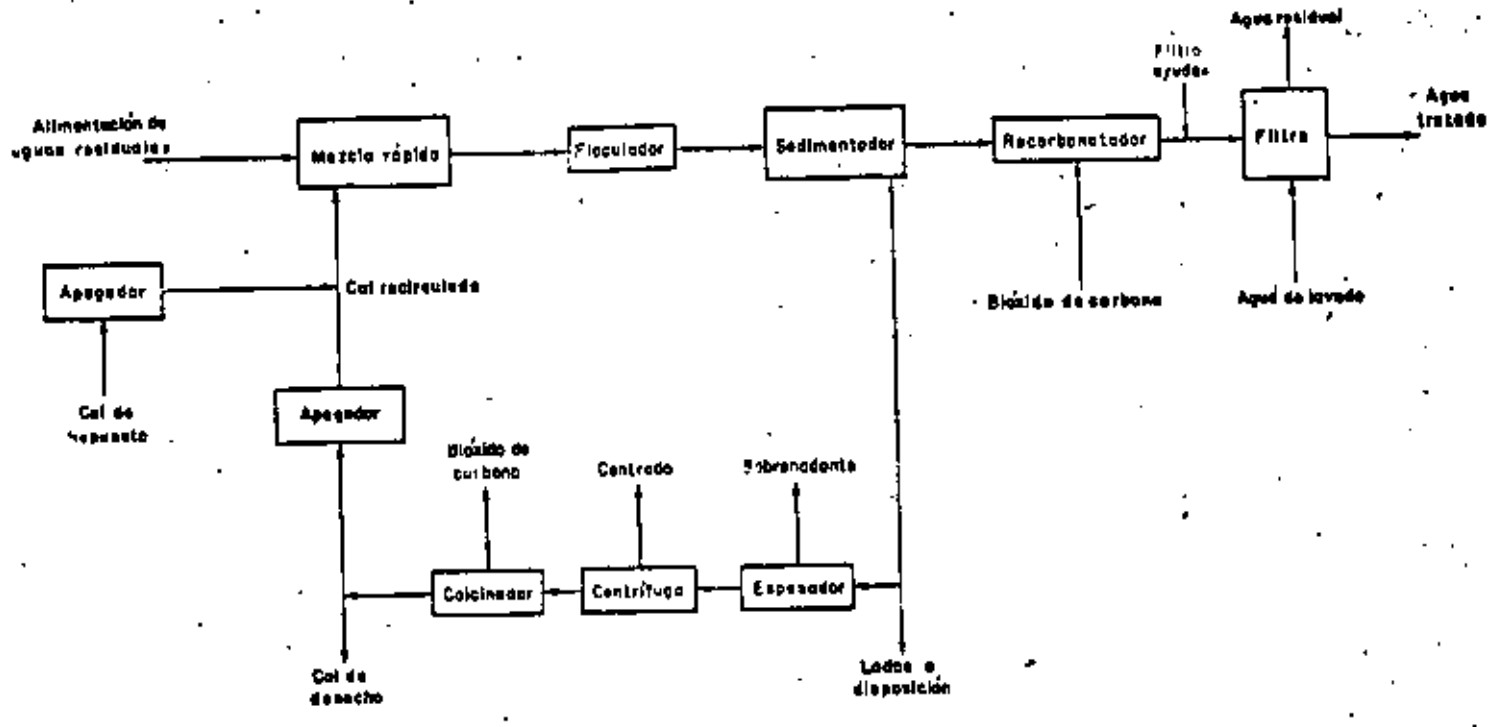


Fig 11 Sistema de tratamiento con cal en una sola etapa

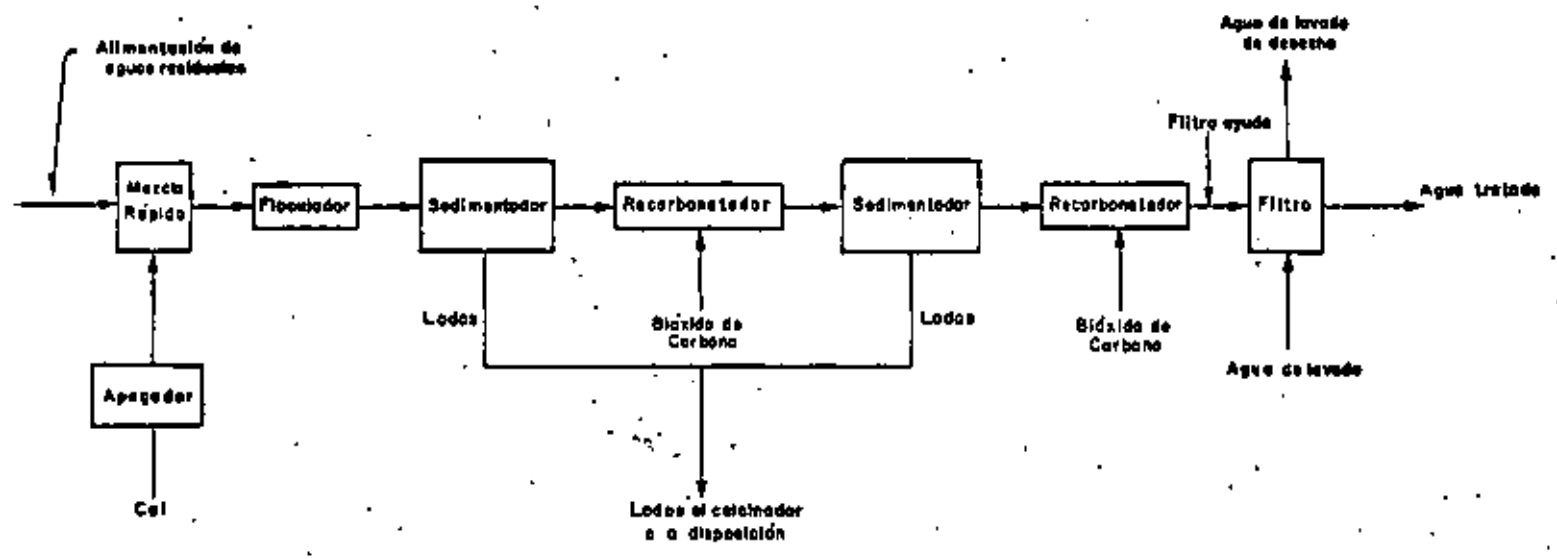


Fig 12 Sistema de tratamiento con cal en dos etapas



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

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

**DESINFECCION**

**ING. SALVADOR AYANEGUI JARITZ**

**OCTUBRE, 1981.**

# 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.

La tabla 2 muestra los principales métodos de desinfección disponibles. Actualmente, el método más común empleado para desinfectar aguas residuales es mediante la adición de cloro. Sin embargo, algunos efectos adversos que pueden ser causados por la aplicación de cloro, incluyendo la posible formación de compuestos carcinogénicos, han sido detectados hasta hace poco tiempo y una variedad de otros métodos para lograr la desinfección de ellas se encuentra sujeta a investigación en el presente.

Estos métodos pueden clasificarse en la siguiente forma:

- a) Agentes químicos
- b) Agentes físicos
- c) Medios mecánicos
- d) Radiación

**Agentes químicos.**- Los requerimientos para un desinfectante químico ideal están reportados en la Tabla 3. Como se muestra, éste tendría que poseer una amplia gama de características. Aún cuando este compuesto puede no existir, los requerimientos establecidos en la tabla deberán ser considerados al evaluar desinfectantes propuestos o recomendados. Para los ingenieros sanitarios, es también importante que el desinfectante sea seguro de manejar y aplicar y que su concentración en las aguas tratadas sea mesurable.

Los productos químicos que han sido empleados como desinfectantes incluyen (1) cloro y sus compuestos, (2) bromo, (3) iodo, (4) ozono, (5) fenol y compuestos fenólicos, (6) alcoholes, (7) metales pesados y compuestos relacionados, (8) colorantes, (9) jabones y detergentes sintéticos, (10) compuestos cuaternarios de amonio, (11) peróxido de hidrógeno, y (12) varios ácidos y álcalis.

De éstos, los desinfectantes más comunes son los productos químicos oxidantes, y el cloro es uno de los más universalmente usados. Ozono es un desinfectante altamente efectivo, y su uso va en aumento, aún cuando no deja residual. La Tabla 4 muestra las principales características del ozono.

**Agentes físicos.**- Los desinfectantes físicos que pueden ser usados son calor y luz. El calentamiento del agua al punto de ebullición, por ejemplo, destruirá a las bacterias principales productoras de enfermedades que no forman esporas. El calor se emplea comúnmente en las industrias de bebidas y leche, pero no es un medio factible de desinfectar cantidades grandes 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 presenta el inconveniente de que su eficiencia disminuye mucho cuando se encuentran presentes partículas en el agua.

**Medios mecánicos.**- Las bacterias y otros organismos también son removidos 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 físicas. Las remociones obtenidas son un subproducto de la función primaria del proceso.

**Radiación.**- Los principales tipos de radiación son electromagnética, 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 han sido usados para desinfectar tanto agua como aguas residuales. La Fig. 1 muestra un dispositivo de haz de electrones de alta energía para irradiación de aguas residuales o lodos de ellas.

**Mecanismos de la desinfección.**- Se han propuesto los siguientes cuatro mecanismos para aplicar la acción de los desinfectantes (1) daño a la pared celular (2) alteración de la permeabilidad de la célula, (3) modificación de la naturaleza coloidal del protoplasma, y (4) inhibición de la actividad enzimática.

El daño o destrucción de la pared celular dará por resultado en lisis y muerte de la célula. Algunos agentes, tales como la penicilina, inhiben la síntesis de la pared celular.

Otros 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 nitrógeno y fósforo.

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 desnaturan, produciendo un efecto letal. Otra forma de desinfección es la inhibición de la actividad enzimática. Los agentes oxidantes; tales como el cloro, pueden alterar la estructura química de las enzimas e inactivarlas.

**Análisis de los 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: (1) tiempo de contacto, (2) concentración y tipo de agente químico, (3) intensidad y naturaleza del agente físico, (4) temperatura, (5) número de organismos, (6) tipo de organismos, y (7) naturaleza del líquido que soporta al agente.

**2. Desinfección del Cloro**

De todos los desinfectantes químicos, el cloro es con toda probabilidad el más comúnmente usado en todo 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 usados en tratamiento de aguas residuales son: cloro gaseoso (Cl<sub>2</sub>), hipoclorito de calcio [Ca(OCl)<sub>2</sub>], hipoclorito de sodio (Na OCl), y dióxido de cloro (ClO<sub>2</sub>). 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 dióxido de cloro se estudia cada día con mayor interés como un posible sustituto del cloro gaseoso. El cloro gaseoso, por su economía, ocupa el primer lugar en consumo.

**Reacciones en el agua.**- Cuando se aplica cloro gaseoso al agua ocurren las reacciones que aparecen en la Tabla 6.

a) Hidrólisis:

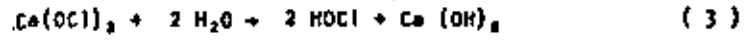


b) Ionización:



La cantidad de HOCl y OCl<sup>-</sup> que se encuentre presente en el agua se denomina cloro libre disponible. La distribución relativa de estas dos especies es muy importante, porque la eficiencia desinfectante del HOCl es entre 40 y 80 veces mayor que la del OCl<sup>-</sup>.

También puede agregarse cloro libre al agua en forma de hipocloritos. Las reacciones correspondientes son:



**Reacciones con amoníaco.**- Las aguas residuales crudas contienen nitrógeno en forma de amoníaco y varias formas orgánicas combinadas. El efluente de la mayor parte de las plantas de tratamiento también contiene cantidades significativas de nitrógeno, usualmente en forma de amoníaco, o nitratos, si la planta ha sido diseñada para efectuar nitrificación. Debido a que el ácido hipocloroso es un agente oxidante muy activo, reacciona rápidamente con el amoníaco existente para formar los tres tipos de cloraminas, en forma sucesiva, que aparecen en la Tabla 6.

Estas reacciones dependen mucho del pH, la temperatura, tiempo de contacto y la relación inicial de cloro a amoníaco.

**Reacción a punto de quiebre.**- La Fig. 2 muestra los fenómenos que suceden escalonadamente cuando se agrega cloro a aguas que contienen amoníaco.

Conforme se agrega cloro, las sustancias fácilmente oxidables, tales como Fe<sup>++</sup>, Mn<sup>++</sup>, H<sub>2</sub>S y materia orgánica, reaccionan con él y lo reducen, en su mayor parte a ión cloruro (punto A). Después de satisfacer esta demanda inmediata, el cloro continúa reaccionando con el amoníaco para formar cloraminas entre los puntos A y B. Para relaciones molares de cloro a amoníaco menores de 1, se formarán monocloramina y dicloramina. La distribución de estas dos formas está gobernada por sus velocidades de formación, las cuales dependen del pH y la temperatura. Entre el punto B y el punto de quiebre, una parte de las cloraminas se convierte a triclóruo de nitrógeno, el resto es oxidado a óxido nítrico (N<sub>2</sub>O) y nitrógeno (N<sub>2</sub>) y el cloro es reducido a ión cloruro. Con mayor edición de cloro, la mayor parte de las cloraminas son oxidadas en el punto de quiebre. Teóricamente, la relación en peso de cloro a nitrógeno amoniacal en el punto de quiebre es 7.6 a 1.

Las reacciones posibles a que se debe la aparición de los gases antes mencionados y la desaparición de las cloraminas se muestran en la Tabla 6.

Si se continúa agregando cloro después del punto de quiebre, dará 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 usualmente puede entonces asegurarse 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 son los siguientes:

- a) *Eficiencia germicida del cloro.*- Se determina midiendo el número de organismos y el cloro residual remanente después de un período especificado de tiempo. Usualmente se emplea como índice el grupo de coliformes, usando el procedimiento del número más probable (NMP) para los organismos inicialmente existentes y la cuenta en placa, incubando a 37°C durante 24 hs. para los coliformes remanentes.

Para la determinación analítica del cloro residual, el método amperométrico ha demostrado ser el más adecuado.

Numerosas pruebas realizadas han mostrado 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.

- b) *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 ión hipoclorito o la de 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.
- c) *Mezcla inicial.*- Hasta recientemente se ha demostrado la importancia que tiene este factor. Se ha encontrado que la aplicación de cloro en un régimen altamente turbulento ( $N_R = 10^4$ ) dió por resultado muertes dos órdenes de magnitud mayores que cuando fué agregado 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 plantas de tratamiento.
- d) *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 reaccionará con estos compuestos, y para cuando se haga la inyección se encontrará 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 emplea efluente tratado o sin tratamiento para el agua de inyección.
- e) *Tiempo de contacto.*- Debido a que la cloración más allá del punto de quiebre para obtener ácido hipocloroso libre no es económicamente factible en muchas situaciones, es de importancia fundamental dar la consideración debida al tiempo de contacto. Debido a que los reactores batch para cloración son

imprácticos, en todas las plantas se emplean ahora reactores continuos de flujo pistón.

- f) *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 reciente estudio realizado por Sung, en el que se estudiaron las características de los compuestos presentes en el agua tratada y sin tratar se obtuvieron las siguientes conclusiones:
- i) En presencia de interferencias por compuestos orgánicos, el residual total de cloro no puede ser usado como una medida confiable para estimar la eficiencia bactericida del cloro.
  - ii) El grado de interferencia de los compuestos estudiados depende de sus grupos funcionales y su estructura química.
  - iii) Los compuestos saturados y los carbohidratos ejercen una demanda pequeña o nula de cloro y parecen no interferir con el proceso de cloración.
  - iv) 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 aparecer como cloro residual y sin embargo tener un potencial desinfectante pequeño o nulo.
  - v) 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.
  - vi) Para alcanzar cuentas bacterianas bajas en presencia de interferencias de compuestos orgánicos, se requerirán cantidades adicionales de cloro y mayores tiempos de contacto.
- g) *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 notable diferencia en la resistencia de cultivos de bacterias al cloro. Para un cultivo de bacterias jóvenes de un día o menos, para una dosis de 2 mg/l, solamente 1 mín. se requirió para alcanzar cuentas bacterianas bajas. Cuando el cultivo era de 10 días de edad o mayor, se requerían 30

7

minutos aproximadamente para obtener una reducción comparable para 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, afectará en esta forma importante al desarrollo del proceso de cloración.

### 3. Decloración

La decloración consiste en la remoción del residual total de cloro que existe después de la cloración. Se aplica para reducir al mínimo los efectos de los 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 bióxido de azufre es el agente más usado. Se han empleado también carbón activado, sulfito de sodio ( $\text{Na}_2\text{SO}_3$ ) y metabisulfito de sodio ( $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$ )?

**Bióxido de azufre.**— El bióxido de azufre remueve sucesivamente cloro libre, monocloramina, dicloramina, tricloruro de nitrógeno y compuestos policlorados. Cuando se agrega bióxido de azufre al agua, ocurren las siguientes reacciones, que aparecen en la Tabla 8.

Para la reacción global entre bióxido de azufre y cloro (ec.3), la relación estequiométrica en peso de bióxido 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 residual de cloro (expresado como  $\text{Cl}_2$ ). Debido a que las reacciones entre el bióxido de azufre y el cloro y las cloraminas son casi instantáneas, el tiempo de contacto no es usualmente un factor importante y no se emplean cámaras de reacción, pero sí es un requisito indispensable proporcionar una mezcla rápida y positiva 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 % normalmente indica 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 el combinado. Ocurren las reacciones que aparecen en la Tabla 9.

Se emplean filtros de gravedad o presión con carbón activado granular generalmente. Este método es costoso. Se espera que la principal aplicación del carbón activado para decloración sea en casos en los que también se requiere 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 bióxido de cloro

Cada método presenta ventajas y desventajas características propias, por lo que es indispensable estudiar con todo detalle cuáles son o serán los usos de las aguas tratadas para seleccionar el mejor método.

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 las aguas vayan a destinarse a usos potables o alimentarios, se estudie la posibilidad de reemplazar por algún procedimiento alterno.

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 residuales y lodos. Se sugiere la conveniencia de desarrollar investigación aplicada en este campo en los centros nacionales de investigación.

d) Como una solución al problema de producción de trihalometanos, se propone el empleo de una desinfección en dos etapas, efectuando la primera de ellas mediante ozono, seguida de una cloración ligera que permita obtener un residual medible que le proporcione la protección requerida 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. Wastewater Engineering, 2ª Ed. Mc Graw Hill Book Co. 1979.
3. U.S. Environmental Protection Agency. Manual on Activated Carbon Adsorption. 1971.
4. Kawata, K., Olivier, P., Walters, G., y Yin, R. The Search for Effective Wastewater Disinfectants. Water & Sewage Works, abril 1979.



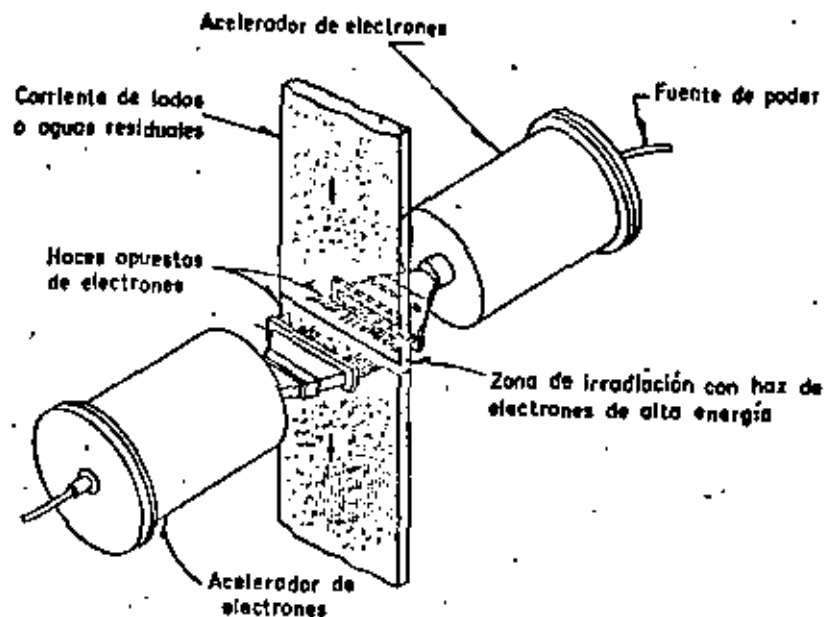
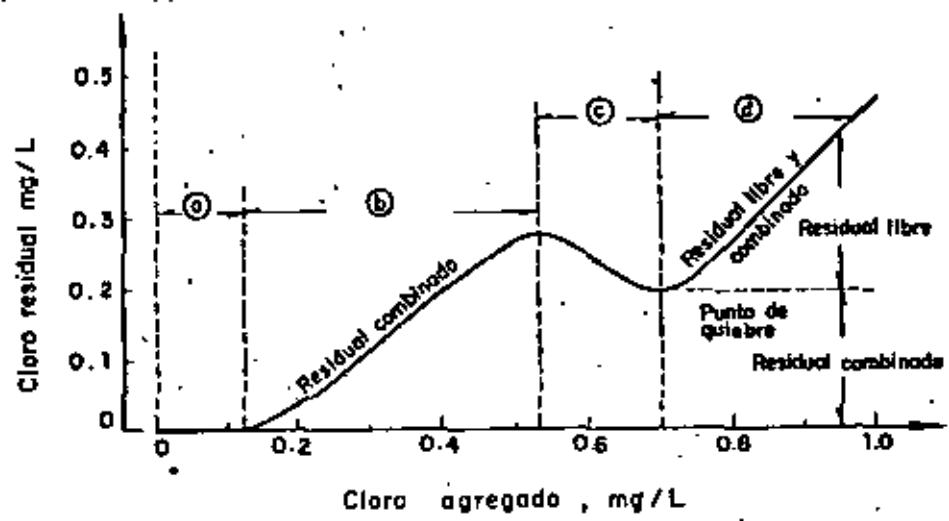


Fig 1 Diagrama esquemático de un dispositivo de haz de electrones de alta energía para la irradiación de aguas residuales o lodos



- (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 PATOGENOS COMUNEMENTE ENCONTRADOS EN AGUAS RESIDUALES

Organismo	Enfermedad	Observaciones
Ascaris spp., enterobius spp.	Lombrices de nemátodos	Implica peligro de contagio a humanos por efluentes de aguas residuales y lodos sacos 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 spp.	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 Siccis y Scidos

Tratamiento con agentes taseoactivos

Almacenamiento prolongado - 90 días

Ozonación

Aplicación de halógenos, interhalógenos y mezclas de ellos

Cloro  
Bromo  
Iodo

Bisulfito de cloro  
Cloruro de bromo

Tabla 3 COMPARACION DE LAS CARACTERISTICAS IDEALES Y REALES 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
Acción con el 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

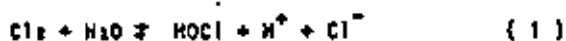
Usado en Europa por largo tiempo:  
 Primera instalación permanente, en Holanda, 1892 actualmente existen 1,000 instalaciones en 20 países .  
 Tratamiento en París para 360 mgd-10,000 ppb.  
 Costo de capital: \$ 300-500/lb/día (dólares)  
 Ventajas:  
 Desinfección extremadamente rápida: 4 minutos y pequeñas dosis  
 No tiene efecto el pH del agua .  
 Decolora bien  
 No reacciona con el amoníaco  
 Evita la formación de compuestos clorados  
 Remueve muchos olores y sabores  
 Deja oxígeno en el agua  
 Se analiza con facilidad  
 Ocupa poco espacio  
 Desventajas:  
 No deja residual  
 Existe experiencia limitada en América  
 Posiblemente más caro que el cloro  
 Tiene baja solubilidad en agua

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

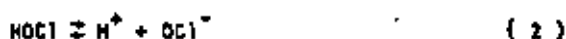
Proceso	Porcentaje de remoción
Rejillas gruesas	0-5
Rejillas finas	10-20
Cámaras desarenadoras	10-25
Sedimentación libre	25-75
Precipitación química	40-80
Filtros percoladoras	90-95
Lodos activados	90-98
Cloración de aguas residuales tratadas	98-99

Tabla 6 REACCIONES EN EL AGUA

a) Hidrólisis:



b) Ionización:



c) Para hipocloritos:

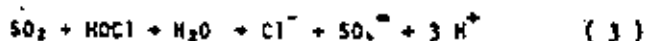


Tabla 7 CLORAMINAS

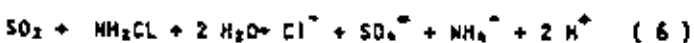
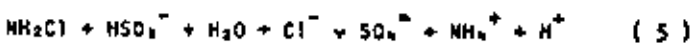
Formación	descomposición
Monocloramina	$2\text{NH}_3 + \text{Cl}_2 \rightleftharpoons \text{N}_2 + 6\text{HCl}$
$\text{NH}_3 + \text{HOCl} \rightleftharpoons \text{NH}_2\text{Cl} + \text{H}_2\text{O}$	$4\text{NH}_2\text{Cl} + 3\text{Cl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{N}_2 + \text{N}_2$
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:





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

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

**Leyes y Reglamentos para Prevenir y Controlar la Contaminación  
Del Agua**

**M. EN I. ENRIQUE GASTELUM RAMOS**

**OCTUBRE, 1981.**

CONTENIDO.

- 1.- OBJETIVO.
- 2.- RESUMEN.
- 3.- INTRODUCCION.
- 4.- LA LEGISLACION EN MEXICO PARA PREVENIR Y CONTROLAR LA CONTAMINACION DEL AGUA.
- 5.- OBLIGACIONES QUE ESTABLECE LA LEGISLACION A LOS RESPONSABLES DE DESCARGA.
  - 5.1. Permiso para descargar aguas residuales.
  - 5.2. Registro de descarga de aguas residuales.
  - 5.3. Parámetros máximos tolerables.
  - 5.4. Opción de pago de cuotas.
  - 5.5. Informe preliminar de Ingeniería.
  - 5.6. Condiciones particulares de descarga.
  - 5.7. No arrojar, ni depositar desechos.
- 6.- VIGILANCIA E INSPECCION.
  - 6.1. Acta de inspección.
  - 6.2. Notificación de infracciones.
  - 6.3. Resolución de sanciones.
  - 6.4. Recurso administrativo de inconformidad.

- 7.- SANCIONES.
- 8.- ANEXOS.
- 9.- REFERENCIAS.

1.- OBJETIVO.

Podemos decir que el objetivo de la legislación en México para Prevenir y Controlar la Contaminación del Agua, es el de preservar los recursos hídricos del país en condiciones óptimas para los usos actuales y futuros que el desarrollo de esta demanda.

Por tal motivo, el Ejecutivo Federal declaró de interés público la prevención y el control de la contaminación, y el mejoramiento, conservación y restauración del medio ambiente.

2.- RESUMEN.

En México la distribución del agua a lo largo de su territorio, es sumamente inadecuado.

Esta situación junto con los problemas de degradación del medio ambiente, ha colocado en un primerísimo plano de importancia, el mantener el recurso hídrico en condiciones de calidad tales que aseguran su uso actual y futuro.

Con tal fin, el Gobierno Federal expidió la Ley Federal de Aguas, Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental y el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas.

Dicha legislación establece una serie de medidas técnicas y legales que deberán cumplir los responsables de descargas de aguas residuales, las sanciones a que se hacen acreedores en caso de incumplimiento, y los procedimientos a seguir para su aplicación.

### 3.- INTRODUCCION.

Nuestro país no se encuentra considerado dentro de los que sufren de escasez de agua, pero la distribución de este vital líquido a lo largo de su territorio es sumamente inadecuado.

En las zonas donde se encuentra concentrado el 70% de la población y se localiza el 80% de la actividad industrial, o sea en elevaciones superiores a 500 m., snm, el porcentaje disponible del recurso hídrico es de 15%; lo que indica que el 85% restante se encuentra distante de las zonas de mayor densidad poblacional y de actividad económica.

Aunado a esto, México tiene ya en la actualidad problemas de contaminación ambiental de todo tipo, que han producido graves daños, y que de no atenderse adecuadamente tal vez produzcan consecuencias irreversibles o cuando menos difíciles de controlar y abatir.

Como respuesta, diversas dependencias del Gobierno Federal, han afrontado la situación, primero con la elaboración de la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental y después, con la formulación del Reglamento de dicha Ley en materia de aguas.

### 4.- LA LEGISLACION EN MEXICO PARA PREVENIR Y CONTROLAR LA CONTAMINACION DEL AGUA.

El control de la contaminación del agua tiene su fundamento legal en la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental y el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas; así como en la Ley Federal de Aguas, los que fueron expedidos por el Gobierno Federal el 11 de marzo de 1971, el 23 de marzo de 1973, y el 30 de diciembre de 1971, respectivamente.

En dicha legislación está contenida la idea de fomentar lo que denominamos tecnología responsable; es decir, una tecnología que no sólo se preocupe por su avance y por los logros económicos derivados del mismo, sino que también se preocupe por su buen uso, entendiendo como tal, el propiciar al hombre que concilie el desarrollo industrial con la conservación de los recursos naturales, e incluso el fomento de éstos últimos hasta obtener las condiciones más adecuadas para facilitar el desenvolvimiento de los seres vivos.

### 5.- OBLIGACIONES QUE ESTABLECE LA LEGISLACION A LOS RESPONSABLES DE DESCARGA.

La legislación relativa al control de la contaminación del agua, establece una serie de disposiciones que deben cumplir los responsables de descargas de aguas residuales, y que son:

#### 5.1. PERMISO PARA DESCARGAR AGUAS RESIDUALES.

El permiso de descarga de aguas residuales, constituye un



Instrumento normativo para señalar a los responsables las medidas que deberán tomar a fin de que éstas se realicen en condiciones que garanticen el control de la contaminación de los cuerpos receptores.

El otorgamiento de los permisos tiene su fundamento legal en la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental, en los Artículos 14, 15, 16 y 17 que a la letra dicen:

Artículo 14. - Queda prohibido arrojar en las redes colectoras, ríos, cuencas, cauces y demás depósitos de aguas, o infiltrar en terrenos, aguas residuales que contengan contaminantes, materias radiactivas o cualquier otra sustancia dañina a la salud de las personas, a la flora, o a la fauna, o los bienes. La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en coordinación con la de Salubridad y Asistencia, dictará las medidas para el uso o el aprovechamiento de las aguas residuales y fijará las condiciones que éstas deban cumplir para ser arrojadas en las redes colectoras, cuencas, cauces, vasos y demás depósitos y corrientes de aguas, así como para infiltrar las en los terrenos.

Artículo 15. - Las aguas residuales provenientes de usos públicos, domésticos o industriales, que descarguen en los sistemas de alcantarillado de las poblaciones o en las cuencas, ríos, cauces, vasos, mares territoriales y demás depósitos y corrientes, así como las que por cualquier medio se infiltran en el subsuelo y en general las que se derramen en el terreno, deberán reunir las condiciones necesarias para prevenir:

a) Contaminación de los cuerpos receptores;

b) Interferencias en los procesos de depuración de las aguas, y  
 c) Modificaciones, trastornos, interferencias o alteraciones en los aprovechamientos, en el funcionamiento adecuado de los cauces, vasos y demás depósitos de propiedad nacional, así como de los sistemas de alcantarillado.

Para descargar aguas residuales: deberán construirse las obras o instalaciones de purificación que la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en coordinación con la de Salubridad y Asistencia y la de Industria y Comercio, en su caso, considere necesarias para los propósitos de este artículo.

Artículo 16. - No se permitirá la construcción de obras o instalaciones e igualmente se impedirá la operación de las ya existentes, para la descarga de aguas residuales que pueden ocasionar contaminación.

Artículo 17. - La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos para los efectos de esta Ley, previo dictamen de la de Salubridad y Asistencia, resolverá sobre las solicitudes de autorización, concesión o permiso para la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas residuales, o su descarga en aguas propiedad de la nación, imponiendo en cada caso las condiciones que estime necesarias.

Además, el Artículo 34 de la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental, establece que son supletorias de dicha Ley, las leyes que fijan en materia de aguas; en tal virtud fundamentamos la exigencia de este requisito en el Artículo 175 fracción I de la Ley -

Federal de Aguas que menciona que la Secretaría sancionará el arrojar sin permiso en los cauces o vasos de propiedad nacional, aguas de desechos industriales. La sanción se estipula en el Artículo 176 de la misma Ley y varía de \$ 100.00 a \$ 10,000.00.

De lo anterior podemos concluir que deben contar con el permiso de descarga que expide la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, todo tipo de descargas de aguas residuales que utilicen como cuerpos receptores a corrientes superficiales, embalses, aguas estuarinas o costeras, o se infiltren en los terrenos.

Es criterio de la Secretaría que los responsables de las descargas que se efectúan en los alcantarillados de las poblaciones, no soliciten el permiso en cuestión, ya que los responsables de todas ellas son los organismos o autoridades que se encarguen de la operación o administración de dichos sistemas.

A fin de que los responsables soliciten el permiso de descarga, la Dirección General de Protección y Ordenación Ecológica, proporcione en forma gratuita la solicitud y cuestionario correspondiente.

Posteriormente a que la documentación presentada por el responsable reúna los requisitos de fondo y forma, se procede a realizar una visita de campo con objeto de recabar la información necesaria para determinar las condiciones con que se otorgará el permiso.

El permiso de descarga consta de dos partes, la primera que autoriza la descarga de aguas residuales y la segunda, que condiciona la canti-

dad y calidad de la descarga, y establece las medidas técnicas y legales a que deberá sujetarse ésta. Este documento es firmado por el C. Secretario del Ramo.

## 5.2. REGISTRO DE DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES.

Con fundamento en los Artículos 7 y 10 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, se realiza el registro de todas las descargas de aguas residuales provenientes de usos municipales, industriales, comerciales, agrícolas o pecuarios, con excepción de las de usos puramente domésticos, es decir, las que provienen de casas habitación.

Conviene aclarar que este registro no implica en forma directa un permiso o autorización de descarga, sino que tiene por objeto hacer el inventario de las descargas de aguas residuales existentes en el país, con el fin de obtener la información necesaria para determinar la calidad de los cuerpos receptores, así como realizar la programación a corto, mediano y largo plazo de las acciones que se requieran para Prevenir y Controlar la Contaminación de las Aguas.

Para tal efecto, la Dirección General proporciona en forma gratuita a los responsables de descarga la solicitud respectiva, en la que deberán aportar la siguiente información:

Nombre y localización de la empresa o municipio, datos del responsable, tipo y número de redes colectoras.

Datos referentes al agua que utiliza tanto para la industria, comercio o servicio público.

Datos de gastos y características de calidad de las aguas residuales.

les; lugar de disposición, frecuencia anual y otros datos relevantes.

Tiene la obligación de proporcionar esta información todas aquellas personas físicas o morales, públicas o privadas, que sean responsables legales de la operación, financiamiento o administración general de cualquier actividad municipal, comercial, industrial, agropecuaria, o de cualquier otra índole, que produzca una o varias descargas de aguas residuales.

Para este trámite tiene un plazo de cuatro meses contados a partir de la iniciación de operaciones. En caso de incumplimiento se hacen acreedores a una sanción hasta de cinco mil pesos, tal como lo establece el Artículo 51 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas.

### 5.3. PARAMETROS MAXIMOS TOLERABLES.

Como una medida general para controlar la Contaminación del Agua, el Artículo 13 del Reglamento establece que los responsables de las descargas que no sean efectuadas a los alcantarillados de las poblaciones, deberán, dentro de un plazo de tres años contados a partir de la fecha del registro, ajustarla a los siguientes parámetros de calidad:

Sólidos Sedimentables.	1.0 ml/l.
Grasas y Aceites.	70 mg/l.
Materia Flotante.	Ninguna que pueda ser retenida por una malla de 3 mm. de claro libre cuadrado.

Temperatura. 35°C.

Potencial Hidrógeno. 4.5 a 10.

El incumplimiento de esta obligación es sancionado conforme a lo dispuesto en el Artículo 53 del mismo ordenamiento legal, con clausura y multa hasta de cincuenta mil pesos.

### 5.4. OPCION DE PAGO DE CUOTAS.

La obligación de ajustar la descarga a los parámetros antes mencionados no es solo para los que se efectúen fuera de los sistemas de alcantarillado, sino también para las que lo hagan dentro de estos, tal como lo establece el Artículo 14 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas.

Sin embargo para estos últimos, el mismo Artículo previene la posibilidad de optar dentro de un plazo de diez meses contados a partir de la fecha de registro, por el pago de las cuotas que fijen las autoridades locales correspondientes, para cubrir los costos de operación del tratamiento de las aguas residuales del alcantarillado municipal.

Lo anterior, en virtud de que la experiencia nos ha mostrado que es más económico el tratamiento de aguas residuales en forma conjunta que individualmente.

Los responsables que no opten por el pago de cuotas cuentan de igual forma con un plazo de tres años contados a partir de la fecha de registro, para ajustar la descarga a los cinco parámetros; el incumplimiento es

sanccionado como en el caso anterior.

5.5. INFORME PRELIMINAR DE INGENIERIA.

De acuerdo con el Artículo 16 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, los responsables de las descargas de aguas residuales, que requieran obras o instalaciones de tratamiento para cumplir con los parámetros máximos tolerables deberán dentro de un plazo de diez meses contados a partir de la fecha de registro, presentar un informe preliminar de ingeniería.

El informe debe contener la descripción detallada de las actividades correspondientes a cada una de las fases sucesivas siguientes:

a) De trabajos internos.

Esta fase debe comprender:

Revisión de los sistemas de recolección de aguas residuales (pluviales, sanitarias y de proceso en su caso), que componen la, o las descargas finales.

Muestreo y análisis de calidad de cada una de las descargas de los sistemas de recolección.

Proyecto de los cambios necesarios en los sistemas de recolección de aguas residuales, incluyendo la determinación del gasto o flujo de diseño del sistema de tratamiento.

Determinación del costo de los cambios necesarios; y

Plazo de terminación de los cambios en los sistemas de recolección de aguas residuales.

b) De trabajos externos.

Debe comprender:

En caso de ser necesario, proyecto del sistema de tratamiento primario o modificaciones al, o a los existentes.

Caracterización de las aguas residuales de la, o las descargas finales de la fuente de contaminación.

Proyecto, en su caso, del sistema de disposición de los lodos que puedan producirse durante el tratamiento.

Lista del equipo que se utilizará en el sistema de tratamiento.

Localización del terreno donde se instalará la planta de tratamiento.

Punto de la descarga final; y

Plazo de terminación de la fase.

c) De adquisiciones.

Comprende la presentación de:

Fecha en que se fincarán el, o los pedidos de compra del equipo que se utilizará en los sistemas de tratamiento; y

Fecha en que se espera su total entrega.

d) De construcción.

Fechas de iniciación y terminación de las construcciones e instalaciones que se requieran de acuerdo con la fase de trabajos internos; y fechas de iniciación y terminación de las construcciones e instalaciones que se requieran de acuerdo con la fase de trabajos externos.

e) De cumplimiento,

Fecha en que se iniciará la operación de dispositivos de medición y muestreo de la descarga; y

Fecha estimada para que la descarga se ajuste a las condiciones señaladas en la Tabla No. 1 de máximos tolerables, dentro del plazo establecido para cumplir con esta.

Los responsables de descarga que opten por el pago de cuotas, -- para que sus aguas residuales sean tratadas en forma conjunta en la planta de tratamiento que operarán las autoridades locales, deberán presentar un informe preliminar de Ingeniería, que contenga exclusivamente la fase de trabajos internos a que se refieren los Artículos 17 fracciones I y II y 21 -- Fracción I.

En caso de no cumplir con la presentación del Informe preliminar de Ingeniería, se aplicarán sanciones al responsable de descarga de quinientos a cincuenta mil pesos, de conformidad con el Artículo 52 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas.

#### 5.6. CONDICIONES PARTICULARES DE DESCARGA.

Las Condiciones Particulares de Descarga son el conjunto de características físicas, químicas y bacteriológicas que deberán satisfacer las aguas residuales antes de su descarga a un cuerpo receptor. Estas son fijadas por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en cumplimiento a lo establecido en los Artículos 23 y 24 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas.

Para estar en posibilidad de fijar las condiciones particulares, es necesario realizar en primer término los estudios de clasificación de los cuerpos receptores en función de su uso, para conocer su capacidad de asimilación y dilución.

Posteriormente se determinan las características con que deben ser descargadas las aguas residuales al cuerpo receptor clasificado.

En caso de que sea necesario fijar condiciones particulares a una empresa, ya sea porque solicite permiso para descargar aguas residuales, o porque existen denuncias sobre la contaminación causada por sus descargas y el cuerpo receptor aún no ha sido clasificado, se procede a efectuar los estudios de capacidad de asimilación y dilución en la zona de influencia de la descarga, y se fijan las condiciones particulares.

Las condiciones particulares de descarga se notifican al responsable mediante un oficio que menciona exclusivamente estas, o forma parte del permiso de descarga otorgado; para su cumplimiento se concede un plazo que no podrá ser menor de un año ni mayor de tres, como lo indica el Artículo 25 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas.

Las condiciones fijadas para cada descarga de agua residual, son susceptibles de modificarse después de transcurrido un plazo de cinco años, si las condiciones demográficas y ecológicas lo requieren, excepto cuando se ponga en peligro la salud pública, en cuyo caso podrán modificarse en cualquier tiempo.

Cuando los responsables no cumplen con las condiciones particula

res en el plazo fijado, procede aplicar la sanción prevista en el Artículo 53 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, la que consiste en clausura y multa de quinientos a cincuenta mil pesos.

#### 5.7. NO ARROJAR NI DEPOSITAR DESECHOS.

El Artículo 29 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, prohíbe arrojar o depositar basura y otros desechos humanos, sólidos gruesos, jales, lodos industriales y similares en ríos, cuencas, cauces, vasos, estuarios y demás cuerpos receptores.

También prohíbe depositarlos en zonas inmediatas al cuerpo receptor, y que sean susceptibles de ser arrastrados por las aguas pluviales a este.

Conviene aclarar que la acción de arrojar o depositar desechos, difiere básicamente de la acción de descargar, en que éstos no se encuentran contenidos en las aguas residuales, ni son conducidos y descargados por los sistemas de drenaje.

La sanción prevista para este tipo de infracciones es de cien a cinco mil pesos, conforme el Artículo 29 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas.

#### 6.- VIGILANCIA E INSPECCION.

Con objeto de observar el cumplimiento por parte de los responsables de descarga, de todas y cada una de las normas que establece la legislación vigente, así como de aquellas que fije la Dirección General de Protección y Ordenación Ecológica; se han implementado programas de vigilancia e inspección. Esta actividad tiene su fundamento legal en el Capítulo IV del

Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas.

Para tal fin se practican visitas de inspección a las instalaciones de las empresas, y muestreos a las descargas de aguas residuales y a los cuerpos receptores de estas.

Básicamente las visitas de inspección se realizan por acciones programadas de vigilancia o para atender las denuncias que sobre la existencia de alguna fuente de contaminación, sean presentadas al Gobierno Federal. (Artículo 66 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas).

Para que se efectúe una visita de inspección es requisito indispensable que el Director General o el Representante General de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en la Entidad, expida una orden de inspección que contenga la razón social o el nombre del propietario del establecimiento que ha de inspeccionarse, así como su domicilio.

En la orden de inspección se comisiona a un técnico con conocimientos de Ingeniería sanitaria, así como de legislación relativa al agua y su contaminación, confiriéndole el carácter de inspector y señalándole con toda precisión el objeto de la visita.

Al iniciar la visita, presente el inspector en el establecimiento, se identificará debidamente con su credencial de la Secretaría y exhibirá el oficio de inspección; acto seguido solicitará al responsable acceso a las instalaciones y la designación de dos testigos que lo acompañen durante el recorrido, para que den fe de lo observado y le proporcionen todo género de informes.

En caso de oposición del responsable a que se practique la inspección, se levanta un acta haciendo constar este hecho, y de conformidad con el Artículo 46 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, se aplicará al responsable una sanción hasta por cincuenta mil pesos.

A continuación se procede a recorrer las instalaciones, muestreando las descargas y el cuerpo receptor antes y después de éstas; requiriendo a la persona con quien se atiende la diligencia los permisos para el uso o aprovechamiento del agua, los permisos para su descarga, y otros documentos relativos a la legal constitución de la empresa.

#### 6.1. ACTA DE INSPECCION.

Al término del recorrido de las instalaciones, el Inspector levanta un acta en la que asienta lo observado, así como la información proporcionada y los números y fechas de los documentos presentados por el responsable de descarga.

#### 6.2. NOTIFICACION DE INFRACCIONES.

Turnados el oficio y acta de inspección, dentro de las 24 horas siguientes de la visita, a la autoridad que la haya ordenado, se procede a calificar el acta de inspección. Dicha calificación es realizada por un grupo interdisciplinado (Ingenieros en diferentes especialidades y Abogados), elaborando con el resultado un oficio de Notificación de Infracciones.

En dicho oficio, además de comunicarle al responsable de descarga o a quien sus derechos represente, las violaciones cometidas y el rango de las sanciones; se le hace de su conocimiento que cuenta con un plazo de

30 días hábiles a partir del siguiente en que reciban el citado oficio, para que comparezca ante la Dirección General de Protección y Ordenación Ecológica, o la Representación General de Protección y Ordenación Ecológica, o la Representación General de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, a fin de que presente su defensa por escrito argumentando lo que a sus intereses convenga, debiendo acreditar legalmente la personalidad con que lo haga.

#### 6.3. RESOLUCIONES DE SANCIONES.

Transcurridos los 30 días hábiles, se elabora la resolución de sanciones tomando en cuenta lo asentado por el Inspector en el acta, lo argumentado por el responsable en su defensa y las investigaciones realizadas por el comité de sanciones. Dicha resolución contiene los artículos en que esta se fundamentó, los artículos infringidos y el monto de las sanciones.

De la resolución se envía copia al responsable de la descarga notificándole además, que cuenta con un plazo de 15 días hábiles para interponer el recurso de inconformidad, en caso de que no esté de acuerdo con el monto de las sanciones; y a la Oficina Federal de Hacienda, para que por medio de la Oficina Exactora en la Jurisdicción, lleve a cabo el cobro de las multas por medio de los procedimientos correspondientes.

#### 6.4. RECURSO DE INCONFORMIDAD.

El recurso administrativo de inconformidad ha sido definido como un medio legal de que dispone el particular afectado en sus derechos o intereses por un acto administrativo determinado, para obtener en

los términos legales de la Autoridad Administrativa una revisión del propio acto, a fin de que dicha Autoridad lo revoque, lo anule o lo reforme en caso de encontrar comprobada la ilegalidad o la inoportunidad del mismo.

En caso de que el responsable presente el recurso de Inconformidad, este se envía a la Dirección General Jurídica de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, para su atención.

7.- SANCIONES.

Para establecer el monto de las sanciones, se toma en cuenta lo establecido por el Artículo 58 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, y que se refiere a lo siguiente:

- I.- El carácter intencional o imprudente de la acción u omisión.
- II.- Las consecuencias que la contaminación origine, tomando en cuenta el daño que cause o el peligro que provoque.
- III.- Las condiciones económicas del infractor.
- IV.- La reincidencia.

Excluye de responsabilidad el infractor, el caso fortuito a la fuerza mayor.

A continuación se listan las sanciones que contempla el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas.

SANCION.	RANGO DE LA MULTA
Por no registrar las descargas de aguas residuales, o las nuevas descargas dentro de los cuatro meses de iniciadas las descargas.	\$ 100.00 A \$ 5,000.00

SANCION.	RANGO DE LA MULTA.
Por arrojar o depositar en los cuerpos receptores o zonas inmediatas, todo tipo de desechos.	\$ 100.00 A \$ 5,000.00
Quando los responsables de descarga se nieguen a permitir inspecciones relativas a la vigilancia de obras para controlar la contaminación.	\$ 100.00 A \$ 5,000.00
Quando el responsable no tenga permiso para descargar aguas residuales.	\$ 100.00 A \$ 10,000.00
Por no presentar para las descargas -- que exceden los valores de la Tabla -- No. 1, el Informe Preliminar de Ingeniería, dentro de los 10 meses contados a partir de la fecha de registro.	\$ 500.00 A \$ 50,000.00
Quando el responsable se niegue a que se practique visita de inspección a las instalaciones de su empresa.	\$ 500.00 A \$ 50,000.00
Quando las descargas de aguas no cumplan con la Tabla No. 1, después de 3 años de haberse registrado.	Clausura Y \$ 500.00 A \$ 50,000.00



## SANCION

Cuando la descarga de aguas residuales no cumpla con las condiciones particulares de descarga que la Secretaría de -- Agricultura y Recursos Hidráulicos determine.

## RANGO DE LA MULTA

Clausura	Y
\$ 500.00 A	\$50,000.00



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

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

**DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES EN TIERRA**

**M en I Riberto J Contreras Martínez**

**OCTUBRE, 1981**

## DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES EN TIERRA

## DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES EN TIERRA

M. en I. Roberto J. Contreras Martínez.

## 1. INTRODUCCION

Uno de los principales problemas en el país que han aumentado en magnitud, es la disposición de aguas residuales generadas por las actividades humanas e industriales. Por lo tanto, el reuso del agua y la disposición en tierra de estos residuos líquidos, se pueden contemplar como alternativas de mayor atracción para la solución de este problema.

La aplicación en tierra de las aguas residuales o efluentes tratados, incluye el uso de vegetación, el suelo superficial y la matriz del suelo, principalmente, para la remoción de ciertos constituyentes de las aguas residuales. Aunque este tipo de disposición se ha aplicado durante siglos, su uso potencial en el campo de la ingeniería ambiental se ha reconocido actualmente.

La aplicación o disposición en tierra de las aguas residuales no es una práctica común en nuestro país, éste se ha realizado inconscientemente y por consecuencia sin planeación alguna. En determinados casos, los efectos de este método de disposición se presentan rápidamente y de manera sistemática, ocasionando daños irreversibles a la ecología de la región. Otras veces, debido a los pequeños volúmenes de aguas y a la baja concentración de contaminantes en éstas, los efectos se presentan a largo plazo, aunque se pueda evaluar el deterioro en las zonas de aplicación. No obstante, los riesgos que se pueden tener en la disposición, planeada inadecuadamente, de aguas residuales, éstos se pueden redu-

## 1. INTRODUCCION

## 2. PROCESOS DE DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES EN TIERRA

## 2.1. Irrigación

## 2.2. Infiltración Rápida

## 2.3. Flujo a Través de la Tierra

## 2.4. Otros Sistemas.

## 3. FACTORES DE DISEÑO

## 3.1. Sistemas de Irrigación.

## 4. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

dir ayudando a solucionar directa e indirectamente muchos problemas, como son: disposición de desechos líquidos, uso del agua en áreas agrícolas y forestales, recarga de acuíferos y otros.

El método de disposición de aguas residuales en tierra se aplica donde hay suficiente terreno disponible y las condiciones hidrológicas son favorables; así, las aguas residuales se pueden renovar a través de infiltración en cuencas, cerros y surcos, flujo por tierra y sistemas de rociado o esparcido, los cuales todos recargan los acuíferos. Estas también son alternativas factibles para disposición de efluentes de tratamiento químico o biológico. En un sistema administrado adecuadamente, las aguas residuales como se mueven a través del suelo, se remueven grandemente sólidos suspendidos, demanda bioquímica de oxígeno, microorganismos, fósforo, fluoruros, metales pesados, nitrógeno, y muchos otros elementos, que por su concentración y cantidad resultan ser contaminantes.

2. PROCESOS DE DISPOSICION DE AGUAS RESIDUALES EN TIERRA

Existen tres procesos principales en la disposición de aguas residuales en tierra, que son: irrigación, infiltración y flujo a través del suelo (ver Figuras 1a, b y c). Otros procesos que son menos usados y, generalmente, menos adaptables a grande escala son: aplicación en ciénegas o pantanos, aplicación superficial y para acuacultura. Algunas comparaciones en las características de diseño, características principales del sitio de aplicación y calidad esperada del agua tratada, se muestran en las Tablas Nos. 1, 2 y 3, respectivamente.

Tabla No. 1. Comparación de los Factores de Diseño por Alternativa para Procesos de Tratamiento en Tierra.

Características y Técnica de Aplicación	Irrigación superficial	Infiltración Rápida superficial	Flujo sobre Tierra	Aplicación en Ciénegas o Pantanos superficial	Aplicación Subsuperficial
Tasa anual de aplicación, m <sup>3</sup> /Ha.	0.5-6.0	6-120	3-20	1-30	2-25
Área requerida, Ha.	22-226	1-22	10-44	4-113	5-56
Tasa semanal de aplicación, cm	2.5-10	10-210	6-15 <sup>a</sup> 15-40 <sup>b</sup>	2.5-60	5-50
Tratamiento proporciónado Preaplicación mínima.	Sedimentación primaria.	Sedimentación primaria.	rejillas y remoción de arenas.	Sedimentación primaria.	Sedimentación primaria.
Disposición de agua residual aplicada	Evapotranspiración y percolación	Percolación principal -	Agua residual y evapotranspiración con algo de percolación.	Evapotranspiración y percolación y agua residual.	Percolación con algo de evapotranspiración.
Necesidades de vegetación	Requerida	Opcional	Requerida	Requerida	Opcional

a. Ámbito de aplicación para tratamiento con rejillas de aguas residuales.  
 b. Ámbito de aplicación para lagunas y efluente secundarios.  
 c. Dependu del uso del efluente y tipo de cosecha.

Fuentes: Metcalf and Eddy Inc. "Wastewater Engineering Treatment Disposal Reuse"  
 Mc Graw Hill Book Co. U.S.A., 1972.

2.1. Irrigación

Este es el proceso de mayor predominio en la actualidad, incluye la aplicación de aguas residuales y efluentes a la tierra para su tratamiento y proporcionar los requerimientos a las plantas para su crecimiento. Los efluentes aplicados son tratados por medios físicos, químicos y biológicos. Los efluentes se pueden aplicar a cosechas o vegetación, incluyendo bosques, utilizando técnicas de aspersión o de superficie, para propósitos tales como: liberación de descargas superficiales de nutrientes; recuperación económica por el uso del agua con nutrientes para producir cosechas comerciales; conservación del agua para cuando los parques, canchas, jardines, etc., son irrigados; y preservación y engrandecimiento de zonas verdes y espacios abiertos.

Donde el agua empleada en irrigación es valiosa, las cosechas pueden ser irrigadas usando tasas de consumo de 2.5-7.5 cm/semana, dependiendo del tipo de cosecha, y de la recuperación económica de su venta, que puede ser balanceada contra el costo en el incremento en los sistemas de distribución; por otro lado, donde el agua para irrigación es de poco valor, las cargas hidráulicas pueden incrementarse al máximo, de 4 a 10 cm/semana.

2.2. Infiltración Rápida

En la infiltración rápida el agua residual es aplicada al suelo en altas tasas (de 10 a 210 cm/semana), por esparcimiento en la cuenca o por atomización. El tratamiento ocurre tan pronto el agua pasa a través del suelo. Los objetivos del sistema pueden incluir (1) recarga del agua subterránea, (2) tratamiento natural

Tabla No. 2. Comparación de las Características del Sitio de Aplicación de Aguas Residuales en Tierra.

Características	Irrigación	Infiltración Rápida	Flujo sobre Tierra	Aplicación en cisternas o pantanos.
Restricciones por clima	Almacenamiento frecuentemente requerido para climas fríos y precipitaciones.	Ninguna (posible modificación de la operación en climas fríos).	Almacenamiento frecuentemente para climas fríos.	Almacenamiento de requerirse para climas fríos.
Profundidad de las acuíferos, m.	0.6 - 0.9 (mínimo)	3.0 (profundidades menores son aceptables donde se proporcione drenaje).	No crítica	No crítica
Pendientes	menos del 20% tierras cultivables y menos del 40% en tierras no cultivables.	No crítica, pendientes excesivas requieren mucho terraplen.	Pendientes (un % de 2-8%)	Generalmente menor de 5%.
Permeabilidad del suelo.	De moderadamente baja a moderadamente alta.	Alta (arena, margas arenosas)	Baja (arcilla o arcilla y suelos con capas impermeables).	Baja o moderada

Tabla No. 3. Comparación de la Calidad del Agua Tratada del Proceso de Tratamiento en Tierra, mg/l.

Constituyente, mg/l	Irrigación		Infiltración rápida		Flujo de tierra	
	Promedio	Máxima	Promedio	Máxima	Promedio	Máxima
DBO	2	5	2	5	10	15
Sólidos suspendidos Nitrogeno amoniacal como N	1	5	2	5	10	20
Nitrogeno total como N	0.5	2	0.5	2	0.8	2
Fosforo total como P	3	8	10	20	3	5
	0.1	0.3	1	5	4	6

seguido por bombeo o escurrimiento para recuperación, y 13) tratamiento natural con movimiento vertical y horizontal en el suelo y recarga a cuerpos de agua.

En sitios donde el agua subterránea se está degradando por la intrusión salina, se puede usar la recarga de agua para modificar el gradiente hidráulico y proteger el acuífero. Donde la calidad del agua renovada es importante cuando existen normas de control en la localidad donde se efectúa la descarga, se puede diseñar un retorno del agua renovada a la superficie, usando bombas, escurrimiento o drenaje natural.

### 2.3. Flujo a Través de la Tierra

Esta es, esencialmente, un proceso de tratamiento biológico, en el cual el agua residual es aplicada sobre la parte más alta de una extensión de tierras, con pendiente, permitiendo el flujo a través de la superficie vegetativa hacia diques de colección de aguas residuales. La renovación del agua se efectúa por medios físicos, químicos y biológicos conforme el agua fluye en forma de lámina delgada hacia abajo en suelo relativamente impermeable.

El proceso puede ser usado como un sistema de tratamiento secundario, donde la descarga de un efluente nitrificado, bajo en DBO, es aceptable, o como un proceso de tratamiento avanzado. El último objetivo de este proceso, permitirá altas tasas de nitrificación, de 15 a 40 mg/semana, dependiendo del grado de tratamiento requerido. En zonas donde las descargas de aguas residuales se prohíben, el agua de desecho puede aplicarse a la tierra mediante

sistemas de irrigación o de infiltración rápida.

### 2.4. Otros Sistemas

El uso del ciénega o pantanos y de estanques acuícolas para el tratamiento del agua, recientemente ha recibido mucha atención debido a la gran cantidad de zonas pantanosas y ciénegas, y debido a su habilidad para mejorar la calidad del agua. También se ha estudiado el uso de lirio acuático y varias combinaciones de plantas y peces para mejorar la calidad del agua.

## 3. FACTORES DE DISEÑO

Para la mayoría de los sistemas de aplicación o disposición de aguas residuales en suelos, se dispone de una gran variedad de métodos para satisfacer las características de un sitio específico, clima, requerimientos de tratamiento y objetivos del proyecto. Los factores que normalmente se consideran en el proceso de diseño, se muestran en la Tabla No. 4.

### 3.1. Sistemas de Irrigación

La aplicación controlada de las aguas residuales o de los efluentes de las plantas de tratamiento, por aspersión o por irrigación superficial sobre la tierra para mantener el crecimiento de las plantas, es el método que generalmente produce los mejores resultados de todos los sistemas de disposición en tierra en términos de confianza y calidad del agua tratada.

#### 3.1.1. Selección de Sitio de Aplicación.

Los principales factores y criterios generales para la selección del sitio de aplicación se muestran en la Tabla No. 5. La capacidad de drenaje del suelo es quizá el factor primario, ya que junto con el tipo de cultivo o vegetación seleccionada, se determina la carga de agua a aplicar; se prefiere, generalmente, un suelo moderadamente permeable, capaz de infiltrar aproximadamente 5 cm/día o más sobre una base intermitente.

3.1.2. Tratamiento de Preaplicación.

El grado de tratamiento requerido por las aguas residuales depende de un gran número de factores, incluyendo las normas para consumo de agua para uso público, la carga a aplicar con respecto a las características críticas de las aguas residuales y la efectividad deseada.

3.1.3. Tasa de Aplicación.

Para determinar cuáles características de las aguas residuales serán limitantes, se deberán de efectuar balances de agua, nitrógeno, fósforo, materia orgánica y otros constituyentes presentes en altas concentraciones. De estos balances, la tasa de aplicación se usará para calcular el área requerida, para la disposición de las aguas residuales.

Carga Hidráulica

Los elementos a ser considerados en la determinación de la carga hidráulica son: cantidad de agua residual a aplicar, precipitación, evapotranspiración, percolación y

Tabla No. 4. Consideraciones Generales de Diseño

Características de las aguas residuales.	Clima	Geología	Suelo	Siembras	Topografía	Aplicación
Plujo Carga de constituyentes	Precipitación Evaporación Temperatura Estación de cultivo	Agua Subterránea Profundidad de la estación	Tipo Grado o graduación Infiltración/permeabilidad	Naturales de la región Capacidad de remoción de nutrientes	Aspecto de la pendiente Peligro de erosión	Método Tipo de equipo Tasa de aplicación
Ocurrencia y profundidad de la estación de cultivo	Requerimientos de almacenamiento	Roca sólida Tipo Profundidad	Tipo y capacidad de intercambio iónico	Niveles de toxicidad Reciclado y tolerancia a la sombra	Manejo del cultivo y cosecha	Tipos de drenaje Cuarcas de agua alrededor
Velocidad y dirección del viento	Permeabilidad	Potencial de adsorción de metales pesados	pH Materia orgánica			

aguas de desecho. para sistemas de irrigación, la cantidad de agua residual aplicada más la precipitación - debe ser igual a la evapotranspiración más una cantidad limitada de percolación más el agua almacenada. El balance hidráulico es:

$$\text{Precipitación} + \frac{\text{Agua Residual Aplicada}}{\text{Evapotranspiración} + \text{Percolación} + \text{Agua Residual Almacenada}}$$

$$\text{Percolación} + \text{Agua Residual Almacenada}$$

Para la evaluación del balance de agua, por mes y por año, se deberán de tomar en consideración las variaciones estacionales en cada una de estos conceptos.

Ejemplo.

Determine el balance de agua para un sistema de irrigación de 3785 m<sup>2</sup>/día (1 mgd); y los requerimientos de almacenamiento del agua para el mismo sistema. Haga las siguientes consideraciones:

- a. La precipitación y transpiración de diseño se seleccionan para el año más lluvioso, entre un intervalo de datos de 10 a 25 años, con su distribución promedio mensual (ver Tabla 6 y columnas 2 y 5).
- b. El sitio de aplicación es casi plano y nivelado. El área es de 48.56 Has (aproximadamente 120 acres).
- c. El cultivo es pasto de Bermuda.
- d. El suelo es profundo, y arena-arcilloso.
- e. Las aguas residuales se colectaran y almacenaran para su reutilización. El año de diseño empieza en oc-

Tabla No. 5. Factores y Criterios para la selección del Sitio de Aplicación de Aguas Residuales para Irrigación.

P a c t o r	C r i t e r i o
Suelo:	
Tipo	Se prefieren suelos arcillosos, sin embargo, la mayor parte de suelos desde arenosos a arcillosos, son aceptables.
Drenaje	Se prefiere un suelo con buen drenaje.
Profundidad	Uniforme, de 1.5 a 1.8 m o más a lo largo del sitio de aplicación.
Agua Subterránea:	
Profundidad del agua subterránea	Se recomienda 1.5 m como mínimo. Se puede requerir drenaje para obtener este mínimo.
Control del agua subterránea	El control es necesario para asegurar la renovación si el nivel del agua es menor de 3.1 m de la superficie.
Movimiento del agua subterránea	La velocidad y dirección del agua debe ser determinada.
Pendiente	Son recomendables las pendientes moderadas.
Formaciones subterráneas	Las formaciones deben ser identificadas y analizadas con respecto a las interferencias con el agua subterránea o con el movimiento del agua percolada.
Aislamiento	Se recomienda aislamiento moderado del área de aplicación al público; el grado de aislamiento depende de las características de las aguas residuales, método de aplicación y cultivo.
Distancia de la fuente de las aguas residuales	Una distancia apropiada es una forma de economía.



tubos con un cuerpo de almacenamiento vacío.

Solución:

- a. De acuerdo con el balance de nutrientes, la tasa de diseño permitida para percolación es de 25.4 cm/mes de marzo a noviembre y de 12.7 cm/mes para los demás meses.
- b. El agua pérdida (columna 4), se calcula sumando la evaporación y percolación (columna 2 y 3).
- c. El agua residual aplicada (columna 6) es la diferencia entre el agua pérdida y la precipitación.
- d. El agua residual disponible, por mes, (columna 7) se calcula:

$$\text{Agua residual disponible} = \frac{Q \left( \frac{m^3}{\text{día}} \right) \cdot 10 \left( \frac{H_a - C_m}{\text{mil m}^3} \right) \cdot \gamma}{K (H_a)}$$

$$\text{Agua residual disponible} = \frac{3785 \times 30.4 \times 10 \frac{1}{10^3}}{48.56} = 23.69 \text{ cm/mes}$$

$$\frac{m^3}{\text{día}} \times \frac{\text{días}}{\text{mes}} \times \frac{cm}{m} \times \frac{1}{m} \times \frac{H_a}{m^2} = \text{cm/mes}$$

- e. El total del agua disponible (columna 8), es la suma del agua residual disponible y la precipitación.
- f. La variación mensual en el almacenamiento (columna 9), es la diferencia entre la cantidad de agua total disponible y el agua pérdida.
- g. El almacenamiento total acumulado de agua (columna 10),

$10 \left( \frac{H_a - C_m}{\text{mil m}^3} \right) = \text{factor de conversión.}$

Tabla No. 6. Balance de agua y Cálculo del Almacenamiento para un Sistema de Irrigación (Ejemplo). (cm)

Mes	Evaporación - pérdida	Percolación	Pérdidas (2)+(3)=	Precipitación	Agua Residual Aplicada (4)-(5) = (6)	Agua Residual Disponible (7)	Agua Total Disponible (5) + (7) = (8)	Variación en Almacenamiento (8)-(4) = (9)	Almacenamiento Total
Octubre	5.842	25.4	31.242	4.064	27.178	23.690	27.754	-3.488	0
Noviembre	2.540	25.4	27.940	6.096	21.844	23.690	29.786	1.846	1.846
Diciembre	1.270	12.7	13.970	6.858	7.112	23.690	30.546	16.576	18.422
Enero	0.508	12.7	13.208	7.620	5.568	23.690	31.310	18.102	36.524
Febrero	0.762	12.7	13.462	7.112	6.350	23.690	30.802	17.340	53.846
Marzo	2.794	25.4	28.194	8.636	19.558	23.690	32.326	4.132	57.996
Abril	7.620	25.4	33.020	7.620	25.400	23.690	31.310	-0.710	57.286
Mayo	8.890	25.4	34.290	5.334	28.956	23.690	29.024	-5.266	52.02
Junio	12.192	25.4	37.592	2.540	35.052	23.690	26.230	-11.362	40.658
Julio	15.240	25.4	40.640	1.270	39.370	23.690	24.96	-15.680	24.978
Agosto	14.478	25.4	39.878	2.794	37.084	23.690	26.484	-13.394	11.584
Septiembre	9.906	25.4	35.306	5.080	30.226	23.690	28.770	-6.556	5.048
Total Anual	82.042	266.7	348.742	65.024	283.718	284.280	349.302		

se calcula sumando la variación mensual del almacenamiento.

- h. Como se observa en la Tabla No. 6, el almacenamiento máximo corresponde al mes de Marzo con 57.966 cm. Este es equivalente a un volumen de almacenamiento de:

$$\text{Volumen de almacenamiento} = 57.966 \text{ cm} \times 48.56 \text{ Has} = 2814.82 \text{ Has-cm} = 28 \text{ Ha-m.}$$

- i. El agua residual aplicada, sobre una base anual, es de 283.72 cm (2.84 m), con aproximadamente 8.9 cm/semana aplicada como la tasa máxima en el mes de julio (que es cuando se tiene precipitación y mayor evapotranspiración).

#### - Carga de Nitrógeno

El balance de nitrógeno total es tan importante como el balance de agua ya que los iones nitrógeno son variables en el suelo y pueden afectar la calidad del agua del cuerpo receptor. Sobre una base anual, el nitrógeno aplicado debe ser dosificado para proporcionar lo que el cultivo demanda, la denitrificación, volatilización, adición al agua subterránea o superficial, y almacenaje en el suelo. El nitrógeno es necesario en todas sus formas (orgánico, amoniacal, nitratos y nitritos), porque interactúa en el suelo. La carga de nitrógeno total se calcula:

$$N = 0.1 C L \text{ (sistema métrico)}$$

$$N = 27 C L \text{ (sistema Inglés)}$$

donde:

N = carga anual de nitrógeno kg/Has-año

C = concentración total de nitrógeno, mg/l

L = carga líquida anual, cm/año

0.1 y 2.7 = factores de conversión.

#### - Balance de Masa de Fósforo

El fósforo es removido en la percolación del agua residual por fijación y precipitación química. Para irrigación, la carga de fósforo generalmente será mayor a la capacidad que tiene el suelo para fijar y precipitar fósforo. Generalmente, menos del 20% de fósforo aplicado es asimilado por los cultivos, y el remanente permanece en la capa del suelo. El fósforo removido por adsorción puede estimarse usando la ecuación de la isotermia de adsorción de Langmuir.

#### - Carga Orgánica

La carga orgánica diaria promedio será calculada en base a la carga líquida y concentración de DBO<sub>5</sub> aplicada en las aguas residuales. Thomas, ha estimado que entre 11.2 y 28.0 kg/Has-día se necesitan para mantener un contenido de materia orgánica estática en el suelo. Adiciones de materia orgánica, en estas tasas, ayudan a acondicionar el suelo y a abastecer el carbón oxidado por los microorganismos. Se pueden usar tasas más elevadas, dependiendo del tipo de sistema y del período de reposo. Los períodos de reposo, permiten a las bacterias

del suelo descomponer la materia orgánica y ayudar para que el agua se drene unos cuantos centímetros, manteniéndose condiciones aerobias adecuadas. Los períodos de reposo pueden variar de menos de 1 día a 14 días, - sin embargo, se recomiendan períodos de 5 a 10 días. - El período que se dé, dependerá del cultivo, tipo de terreno y condiciones de manejo.

- Requerimientos de Area

El área total requerida incluye zonas para tratamiento buffer y almacenamiento (si es necesario), sitios para edificios, carreteras, zanjas y superficies para emergencias y expansiones futuras.

El área de trabajo, superficie en la cual el proceso se lleva a cabo, se determina en base a las cargas aceptables para cada uno de los parámetros (agua, nitrógeno, fósforo, materia orgánica y otros), para después seleccionar el área de mayores dimensiones. La carga de los parámetros que corresponda al área de mayor tamaño, es la carga crítica. Los requerimientos de área de trabajo basada sobre la carga de agua, se calcula:

$$\text{Area de trabajo (ha)} = \frac{3.65 Q}{L}$$

o

$$\text{Area de trabajo (acres)} = \frac{1118 Q}{L}$$

donde:

Q = gasto, m<sup>3</sup>/día (M gal/día)

L = carga anual de líquido, cm/año (ft/año)

3.65 y 1118, factores de conversión.

Ejemplo:

Se desea diseñar un sistema de irrigación para un gasto de 30 l/seg y una tasa de aplicación de 6 cm/semana; cuál es el área requerida si el sistema se diseña para un año completo de operación con una aplicación de 36 semanas/año?

Datos:

$$Q = 30 \text{ l/seg}$$

$$L = 6 \text{ cm/semana}$$

$$t_a = 36 \text{ semanas/año}$$

Solución:

$$Q = 30 \frac{\text{l}}{\text{seg}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{10^3 \text{ l}} \times \frac{86400 \text{ seg}}{1 \text{ día}} = 2592 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$L = 6 \frac{\text{cm}}{\text{semana}} \times \frac{36 \text{ semanas}}{\text{año}} = 216 \text{ cm/año}$$

$$\text{Area de trabajo requerida} = \frac{3.65 \times 2592}{216} = 43.8 \text{ Has.}$$

Los requerimientos de área de trabajo con respecto a la carga de constituyentes, tal como nitrógeno, se calcula con la ecuación siguiente:

$$\text{Area de trabajo (ha)} = \frac{0.365 C Q}{L_c}$$

o

$$\text{Area de trabajo (acres)} = \frac{1040 \cdot C Q}{L_c}$$

\* Nota: Es importante observar que el gasto se tiene durante todo un año (365), sin embargo, el período de aplicación es de sólo 36 semanas. Esta variación se considera con el factor de conversión.

donde:

$C$  = concentración del constituyente, mg/l

$Q$  = gasto,  $m^3/día$  ( $M gal/día$ )

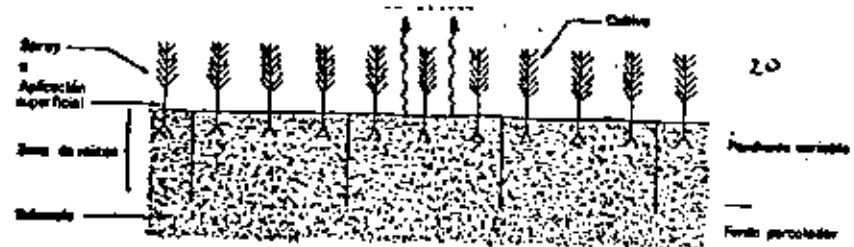
$L_0$  = carga del constituyente, kg/ha-año ( $lb/acre-año$ )

#### Selección del Cultivo

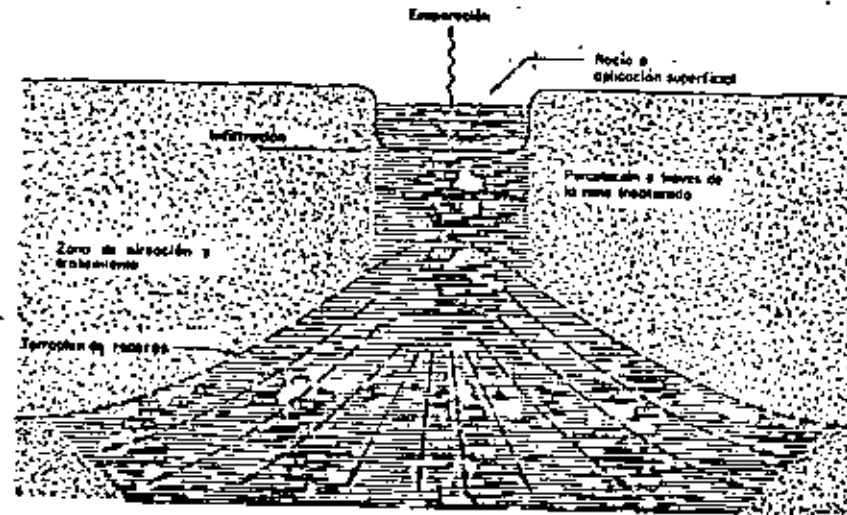
Los aspectos más importantes a considerar en la selección del cultivo para sistemas de irrigación son: capacidad de remoción de nitrógeno, necesidad de agua y tolerancia (calidad), sensibilidad a los constituyentes de las aguas residuales, normas de salud pública y consideraciones de manejo de cultivo.

#### Técnicas de Distribución

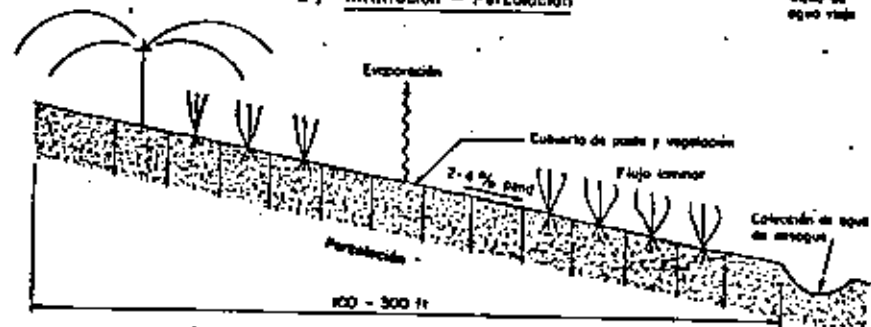
En la actualidad, se disponen de más de 20 técnicas de distribución para la aplicación de aguas residuales. Las técnicas de distribución se pueden dividir en dos grupos principales: sistemas de rociado o aspersión y de superficie (ver Fig. 2). Sin embargo su uso debe estar de acuerdo con la economía, eficiencia, operación y mantenimiento del sistema y confianza por parte del usuario.



a) Irrigación



b) Infiltración - Percolación



c) Flujo a través de la tierra

Fig. 1.- MÉTODOS DE DISPOSICIÓN EN TIERRA DE AGUAS RESIDUALES.

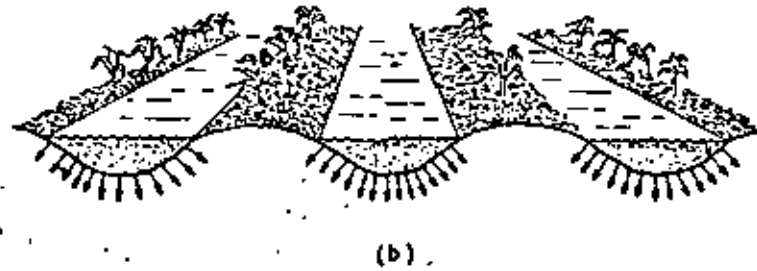
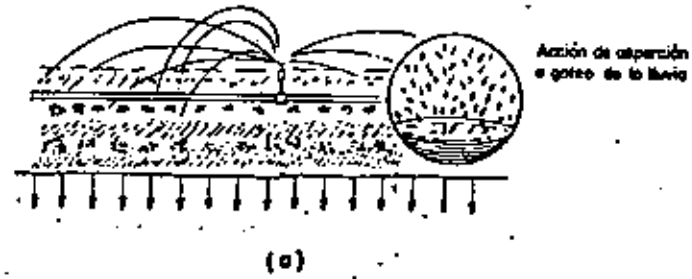


Fig. 2.- TÉCNICAS DE IRRIGACION. (a) ASPERCIÓN,  
(b) SURCO.(DE SUPERFICIE)



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

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

**ASPECTOS RELEVANTES DEL REUSO DEL AGUA  
EN MEXICO**

**M en I Roberto J Contreras Martínez**

**Octubre, 1981**

## ASPECTOS RELEVANTES DEL REUSO DEL AGUA EN MEXICO

1. INTRODUCCION
2. FACTIBILIDAD DEL REUSO DEL AGUA EN MEXICO
  - 2.1 Reuso del Agua en la Agricultura
  - 2.2 Reuso del Agua en la Industria
  - 2.3 Reuso del Agua en los Municipios
  - 2.4 Reuso del Agua en la Recarga de Acuíferos
  - 2.5 Reuso del Agua para Fines Recreativos
3. EFECTO DEL REUSO DEL AGUA EN MEXICO
4. CRITERIOS PARA EL REUSO DEL AGUA
5. CONCLUSIONES GLOBALES

### 1. INTRODUCCION

México es un país que presenta problemas entre la disponibilidad y demanda del recurso hidráulico en los principales centros poblacionales e industriales. En la actualidad, el crecimiento acelerado del país ha implicado, necesariamente la reutilización de las aguas residuales como una fuente de abastecimiento de agua a diferentes niveles, como son: el agrícola, industrial, piscícola, recreativo, recarga de acuíferos y, ultimamente, municipal.

Hasta la fecha, la susceptibilidad de llevarse a cabo el reuso del agua ha dependido, básicamente, del tipo de sector que la demande, de los volúmenes que requiera, de la calidad adecuada para evitar riesgos a la salud del hombre y al medio ambiente, y de los costos en que se incurra al tratar las aguas residuales.

Es necesario hacer notar que en nuestro país se ha practicado desde hace varios años el reuso del agua residual en la agricultura, debido a que este tipo de aguas son muy estimadas por los agricultores; sin embargo, se requiere extender e incrementar el aprovechamiento de estas aguas, crudas o tratadas, a otros sectores económicamente activos del país y realizar estudios y experimentaciones para definir los criterios técnicos con la finalidad de reglamentar el reuso del agua de acuerdo con la actividad a la que se destine, para evitar desequilibrios ecológicos y daños a la salud humana.

## 2. FACTIBILIDAD DEL REUSO DEL AGUA EN MEXICO

Con los avances tecnológicos logrados a nivel nacional y mundial, es factible el utilizar aguas residuales para cualquier uso, dependiendo de este uso, dependerá el nivel de tratamiento que requieran estas aguas. En muchas ocasiones no es económicamente factible tratar aguas residuales para aprovecharlas en usos primarios, sobre todo cuando se requiere de grandes volúmenes de agua de alta calidad, debido al incremento, muchas veces exagerado, del costo.

En base a la calidad del agua a emplear, a los valores recomendables y permisibles de contaminantes presentes en el agua para un uso específico y al costo del tratamiento de las aguas residuales, se determinará la factibilidad y las posibilidades del reuso del agua en los diferentes sectores del país.

### 2.1 Reuso del Agua en la Agricultura

En México, los problemas tanto poblacional como alimenticio han empezado a agudizarse en estos últimos años. La densidad demográfica del país se está incrementando rápidamente lo que implica una disminución en las zonas productoras de alimentos, debido a la urbanización de áreas cultivables, lo que propicia la importación de productos alimenticios básicos. Por lo anterior, es necesaria la apertura de nuevas zonas de cultivo donde la disponibilidad del agua sea

adecuada; para ello, una de las alternativas es el uso controlado de las aguas residuales, principalmente en las zonas de temporal, con la finalidad de que se incremente el número de cosechas al año.

Existe un amplio potencial de aguas residuales que pueden ser aprovechadas en la agricultura. Sin embargo, para darle el uso apropiado y evitar alteraciones en el medio ambiente y en la salud humana, se están efectuando estudios tendientes a investigar, experimentar y definir criterios y proponer normas, métodos, sistemas y procedimientos, que técnica y económicamente sean más convenientes para garantizar su aprovechamiento, con lo que se pretende lograr: una disposición adecuada de las aguas residuales, disminuir la contaminación de cauces superficiales, incrementar la productividad unitaria en las zonas de riego, aumentar el número de cosechas anuales, disminuir la incidencia de enfermedades, etc.

La práctica de utilizar en riego aguas residuales provenientes de efluentes municipales, es ampliamente conocida y estimada por sus elevados contenidos de macro y micronutrientes, así como por sus concentraciones de materia orgánica que mejoran la textura del suelo cultivable, sin embargo, no es posible generalizar sobre las cualidades benéficas de este aprovechamiento ya que también se han detectado serios problemas de infección agrícola derivados en general del desconocimiento de las características del agua, cultivos y suelo y de las técnicas de utilización de tales recursos.



Es por ello que el reuso del agua requiere de saneamiento técnico.

Para el estudio representativo del reuso del agua en la agricultura en México, se han seleccionado tipos de agua representativos, ya que al considerar la totalidad de las regiones que emplean aguas residuales representa grandes esfuerzos técnicos y económicos, que presentan condiciones favorables y desfavorables para la reutilización y que actualmente son aprovechados, éstos se presentan en la tabla 1 y se localizan en la figura 1. Mientras que, la tabla 2 señala las calidades típicas del agua residual empleada.

Tabla No. 1 TIPOS DE AGUA INCLUIDOS EN EL ESTUDIO

TIPO DE AGUA	ZONA DE APLICACION
Residual Industrial	Municipio de Jiutepec, Mor.
Residual Doméstica	Distrito de Riego 88
Residual Combinada	Distritos de Riego 03 y 88
De Retorno Agrícola	Distrito de Riego 01
De Primera Calidad	Zoyatzingo, Edo. de México y Distrito de Riego 03

Con este tipo de estudios se pudieron determinar las ventajas del reuso del agua, como son: liberar volúmenes considerables de agua de mejor calidad a la cual puede darse otro uso, incrementar las áreas de riego, fomentar el desarrollo pecuario, aumentar el valor de los terrenos al

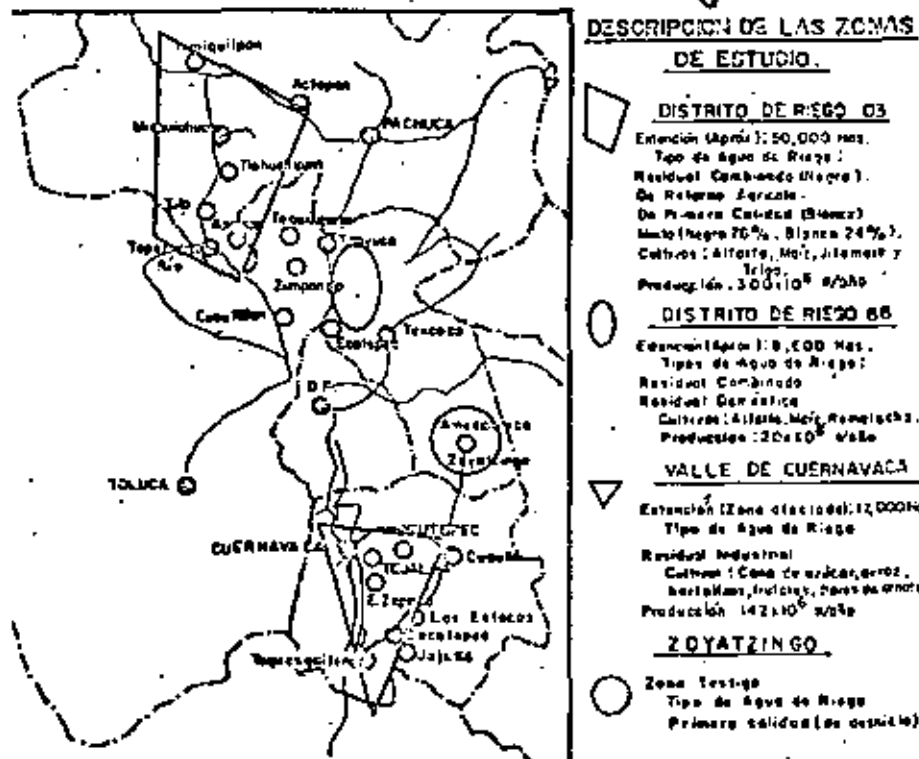


Figura No. 1 LOCALIZACION DE LAS ZONAS DE ESTUDIO PARA EL REUSO DEL AGUA EN LA AGRICULTURA.

8

contar con riego seguro, tener un sistema de disposición de aguas residuales de bajo costo, etc.; y las desventajas: aguas residuales de cierta calidad, principalmente de origen industrial, que tienen efectos adversos sanitariamente superiores, contribuyendo a incrementar los riesgos de afectación a los suelos, cultivos y consumidores.

Estas se han determinado, hasta cierto punto, sin considerar la rentabilidad de la aplicación a diferentes lapsos de tiempo.

## 2.2 Reuso del Agua en la Industria

El reuso del agua residual industrial en la agricultura es limitado sobre todo si se considera que el mayor consumo de agua por la industria es para enfriamiento, siendo el alta temperatura de mucho riesgo para el cultivo, sobre todo si el pH de la misma es ácido, como ocurre con las descargas del complejo industrial de CIVAC donde las condiciones anteriores causaron decrementos hasta de un 50% en la productividad de los cultivos. Por otro lado, los riesgos de acidez y salinidad del agua son altos, alcanzándose la clasificación  $C_4S_1$  en las descargas que se han estudiado, lo que hace impropio su aprovechamiento agrícola. La reutilización del agua residual industrial para fines agrícolas deberá ser estudiada en cada caso en particular ya que existen industrias

7

TABLA 2. CALIDADES TÍPICAS DEL AGUA RESIDUAL

P a r a m e t r o	T i p o d e A g u a R e s i d u a l			
	Industrial (1)	Doméstica (2)	Combinada (3)	Retorno agrícola (4)
C. E. ( u m o h e / c m )	2390.0	1560.0	1726.0	2467.0
pH	6.02	7.2	7.7	8.06
N total	29.4	42.0	17.2	103.4
P total	7.4	21.0	26.0	5.2
Cl <sup>-</sup>	312.0	116.0	184.0	228.0
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	126.0	-	210.0	125.0
RAS	15.0	6.2	10.3	7.29
Na <sub>2</sub> C <sub>2</sub> O <sub>3</sub> residual (mg/l)	4.1	4.3	5.7	7.33
Clasificación	C <sub>4</sub> -S <sub>4</sub>	C <sub>3</sub> -S <sub>2</sub>	C <sub>3</sub> -S <sub>3</sub>	C <sub>4</sub> -S <sub>4</sub>
boro	0.12	1.2	1.31	1.24
Mercurio	0.06	0.0004	0.002	0.002
Plomo	0.45	0.11	0.16	0.4
Cadmio	0.02	0.03	0.03	0.03
Níquel	0.15	0.08	0.10	0.13

- Nota:
- (1) Calidad promedio del agua residual Industrial de CIVAC, Mor
  - (2) Calidad promedio del agua residual Doméstica en México
  - (3) Calidad promedio del agua residual del Gran Canal del Desagüe de la Cd. de México
  - (4) Calidad promedio del agua residual de retorno agrícola en el RR-03.

cuyos efluentes presentan una elevada concentración de metales tóxicos y sales, lo cual se traduce en daños a los suelos y nulos rendimientos en los cultivos.

En la industria existen infinidad de procesos para la aplicación por etapas de la reutilización y regeneración del agua industrial. Como se mencionó, la recirculación del agua en sistemas de enfriamiento es una de las prácticas más extendidas de reuso. Ejemplos de esta práctica se tienen en las industrias de la celulosa y el papel, azucarera, curtiduría, etc.

En la mayoría de los casos en que se incluya el reuso del agua residual, será necesario emplear alguna forma de tratamiento en función de las condiciones del agua residual y el uso posterior a que se le destina. Tomando en cuenta que muchas industrias tratan el agua de primera calidad para satisfacer la calidad requerida en algún uso específico (por ejemplo el agua para las calderas), los sistemas de tratamiento podrían ser considerados ampliaciones o mejoras de los ya existentes. Para determinar el grado de tratamiento, será necesario conocer los procesos más empleados en la industria y la calidad del agua que necesitan.

El agua que la industria demanda se puede clasificar en cuanto al uso asignado, o de acuerdo al tipo de industria que la demanda. En cuanto al uso asignado, son cuatro los principales conceptos que se consideran en la mayoría de las industrias consumidoras de agua :

- a. Agua de enfriamiento
- b. Agua para calderas
- c. Agua de proceso
- d. Agua para usos generales

La tabla 3 muestra el uso del agua en algunos sectores industriales de mayor demanda.

El establecimiento de los valores permisibles de contaminantes para el reuso del agua en los diversos procesos industriales, se basa fundamentalmente en el análisis de información relativa a las operaciones que se desarrollan en las principales industrias del país, describiendo, en forma general, los procesos que utilizan agua. La tabla 4 muestra valores típicos de la calidad del agua para algunas industrias.

Una comparación económica respecto al costo neto para operaciones múltiples de reuso y recirculación del agua es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 \text{Costo neto} = & \text{Costo por adquisición del suministro de agua} + \text{Costo del tratamiento del agua para primer uso} \\
 & + \text{Costo de tratamiento del agua para su disposición} + \text{Costo de tratamiento del agua para reuso} \\
 & + \text{Costo del tratamiento para la recuperación de subproductos} - \text{Valor del producto recuperado} \\
 & - \text{Valor del volumen de agua reusado}
 \end{aligned}$$

Tabla No. 4. Valores típicos de la calidad del agua para algunas industrias.

Tipo de Industria	Turbiedad	Color	Dureza	Alcalinidad	pH	Sólidos disueltos totales	Hierro y Manganeso
Cervecería Clara Oscura	10 10	- -	- -	95 150	6.5-7.5 7.0	500 1000	0.1 0.1
Alimentos Enlatado en General Panadería Enlatado de Legumbres	10 10 10 10	- 10 -	- - 26-75	- -	- -	- -	0.2 0.5 0.2
Refrescos Dulcerías Lavanderías Plásticos Transparentes	2 - - 2	10 - -	250 50 50	150 -	- -	850 100 200	0.3 0.2 0.2 0.02
Pulpas y Papel Madera Kraft Sulfito	50 25 15	20 15 10	180 100 100	- -	- -	- 300 200	1.0 0.2 0.1
Papel Llavero Textiles (Rayón) Producción Fabricación Textiles en General Tinturas Lavado en Lana Tenerías	5 5 0.3 5 5 5	5 -	50 8 55 20 20 20	- 50 -	- 7.8-8.3 -	- -	0.1 0.05 0.0 - 0.25 1.0 0.2

Fuente: Referencia No. 1.

Tabla No. 3 USO DEL AGUA EN ALGUNOS DE LOS PRINCIPALES SECTORES INDUSTRIALES EN PORCIENTO DEL TOTAL POR SECTOR.

Sector Industrial	Enfriamiento	Proceso	Calderas	Otros
Alimenticia *	51.5	40.4	8.0	4.5
Química	76.5	17.5	2.3	3.7
Hierro y Acero	65.2	7.1	1.0	6.7
Celulosa y Papel	34.2	62.9	1.8	1.0
Petróleo	40.2	3.7	4.8	1.3

\* Incluye a la Industria Azucarera

Fuente: Referencia No. 3

esta misma comparación se puede hacer con los sistemas de un solo paso y con recirculación.

Con base a estos y otros factores, pueden hacerse las consideraciones generales siguientes:

- a. La factibilidad de la recirculación con respecto al costo, dependerá de los ahorros debidos al manejo de un volumen menor de agua.
- b. Los sistemas de recirculación son mejores cuando la concentración de contaminantes en el agua es baja o son fácilmente eliminables y los requerimientos de calidad no son rígidos.
- c. Los sistemas de recirculación a menudo permiten la recuperación de subproductos, cosa que no es posible en sistemas de un solo paso.
- d. Los sistemas de un solo paso, son necesarios cuando es muy limitada la flexibilidad de los requerimientos de calidad, como en el procesamiento de alimentos y cerveza.

### 2.3 Uso del Agua en los Municipios

Debido al elevado crecimiento de población en varias ciudades del país, al incremento en la demanda de agua para cubrir las necesidades de sus habitantes y de su industria y a la descarga de aguas residuales sin tratamiento a los

cuerpos receptores que se utilizan como fuentes de abastecimiento de las poblaciones, recientemente se han estado realizando estudios para determinar la factibilidad técnica, económica y social, de tratar las aguas residuales para reutilizarlas como fuente de agua potable.

Para lograr este objetivo, la calidad de las aguas residuales tratadas para uso municipal deberá ser tal que no ocasionen daños inmediatos ni mediatos a la salud, tratando, a la vez, de evitar la gradual acumulación de algunos contaminantes que ingeridos permanecen en el organismo humano y que pueden, en ocasiones, provocar efectos letales. La tabla 5 muestra los niveles máximos permisibles y recomendables de algunos parámetros objetables contenidos en fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, así como sus principales efectos.

Una de las principales limitantes para utilizar aguas residuales para fines municipales, incluyendo el agua para beber, es el costo que implica su tratamiento, ya que para lograr los niveles permisibles de contaminantes que deben tener estas aguas, se requiere aplicar tratamientos avanzados, los que requieren de elevadas inversiones. Sin embargo, conforme se incrementa la demanda y se agotan las fuentes cercanas de abastecimiento en los grandes núcleos urbanos, se deberá evaluar la conveniencia de tratar aguas residuales y utilizarlas para este fin (ver figura 21).

Tabla No. 5. NIVELES MAXIMOS PERMISIBLES Y RECOMENDABLES DE ALGUNOS PARAMETROS OBJETABLES EN FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA USO DOMESTICO

Parámetros	C o n c e n t r a c i ó n				E f e c t o
	1 (Permisible)	2 (Permisible)	3 (Recomendable)	4 (Permisible- en U.S.A.)	
Temperatura °C	condiciones normales +2.5	condiciones normales	Hasta 45	-	Incrementa el sabor y olor del agua
pH	6.5-8.5	6.0-8.0	6.0-8.0	6.0-8.5	Afecta el sabor del agua
Color U. Pt-Co	20.0	20	ausencia	15	Produce efectos estéticos adver- sos
Turbiedad U.T.J.	10.0	10	nula	30	El agua con turbiedad es esteti- camente indeseable
Olor y Sa- bor	ausencia	ausencia	ausencia	ausencia	El olor en el agua esta asocia- do a sustancias objetables, --- principalmente organismos
Alcalinidad, mg/l		400	100	400	
Dureza To- tal, mg/l		100	70	250	Puede producir enfermedades car- diovasculares, hipertensión y ataques fulminantes
Sólidos di- sueltos, mg/l	1000		500	500	Efectos fisiológicos adversos permanentes
Oxígeno di- suelto, mg/l	4.0		4.0	5.0	Bajas concentraciones pueden oca- sionar condiciones anaerobias --- que pueden producir malos olores
Amoníaco - (N amoniacal) mg/l		0.50	1.0	0.05	Agua con concentraciones de 28y 29% de amoníaco al ser ingeri- das tienen efectos letales. Produ- ce malos olores con otros com- puestos
Nitratos y - Nitritos, -- mg/l		5.0y0.05	10	2.0-4.0	Excesivas concentraciones causan metamoglobinemia en los niños (niño azul)
Cloruros, mg/l		150	200	250	produce mal sabor al agua
Sulfatos, mg/l		250	200	250	tiene efecto laxante o calártico (purgante)

Tabla No. 5. ( Continuación ..... 2 )

Parámetros	C o n c e n t r a c i ó n				E f e c t o
	1 (Permisible)	2 (Permisible)	3 (Recomendable)	4 (Permisible- en U.S.A.)	
Agentes Sur- factantes, mg/l	0.50		0.4	0.5	No son muy tóxicos. Producen mal sabor al agua y espuma. Afecta el poder bactericida del cloro
Cianuro, - mg/l	0.20		0.3	0.10	Causan envenenamiento
Grasas y - Aceites, mg/l	0.26	ausencia	0.3	0.05	Proporcionan olores y sabores - indeseables
Arsénico, - mg/l	0.05	0.05	0.04	0.05	Causan envenenamiento sistemá- tico, es acumulativo y causa efec- tos crónicos
Bario, mg/l	1.00		1.0	1.0	Causa efectos tóxicos y cambios irreversibles sobre algunos tej- dos. Además, es acumulable
Boro, mg/l	1.00		6.0	1.0	Dosis de 550-600mg producen efec- tos letales. En pequeñas concen- traciones es estimulante a los músculos. Produce Borosis y afecta el sistema nervioso
Cadmio, mg/l	0.01		0.01	0.01	Es acumulable en los riñones e hígado. De 13-15 ppm en los ali- mentos produce enfermedad
Cobre, mg/l	1.00	3.0		0.2	No produce daños, excepto a altas concentraciones
Cromo hexa- valente, - mg/l	0.05	0.05	1.0	0.05	Produce efectos carcinogénicos, la necrosis en los riñones, he- morragias en el tracto gastro- intestinal
Hierro, mg/l		0.30*	0.3	0.3	Proporciona mal sabor al agua
Fluor, mg/l		1.50	2.0	1.2	Ocasiona efectos en personas con mal funcionamiento en los riñ- ones, dosis mayores 2250mg causan muerte

Tabla No. 5. ( Continuación .....3 )

Parámetros	C o n c e n t r a c i ó n				E f e c t o
	1 (Permisible)	2 (Permisible)	3 (Recomendable)	4 (Permisible- en U.S.A.)	
Magnesio, mg/l		125	100.0	29	Proporciona mal sabor al agua, - puede tener efectos laxantes, o- tóxicos en altas concentraciones
Manganeso, mg/l		0.30*	0.01	0.05	Se concentra en el hígado. Rara- vez presenta efectos crónicos. - Produce mal sabor al agua y favo- rece el crecimiento de microorga- nismos
Mercurio, mg/l	0.005		0.004		Puede dañar el cerebro y el sis- tema nervioso central
Plomo, mg/l	0.05	0.10	0.10	0.05	Puede ocasionar efectos mentales adversos principalmente en ni- ños. Es acumulativo
Selenio, mg/l	0.01	0.05	0.1	0.01	Tóxico en grandes cantidades
Zinc, mg/l		15.0	5	5.0	Concentraciones de 675-2280mg/l pueden causar vómito
Bacterias coliformes, - fecales, - NMP/100ml	3		9	3.0	Puede destruir la médula del hueso
	200		0.0	2000	Causa enfermedades gastrointes- tinales

1. SRH-SSA. "Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de las Aguas". SRH-SSA. México, D.F., 1973.

2. SSA. "Normas Mexicanas de Calidad para Agua Potable". SSA Diario Oficial. México, D.F., 1953.

3. SARH "Estudio sobre Investigación del Comportamiento de la Calidad del Agua en Función de Descarga de Contaminantes y su Efecto en la Flora y Fauna Acuáticas". ECO-Ingeniería S.A. DGPOE-SARH., México, D.F., 1980.

4. EPA "Water Quality Criteria, 1972". Environmental Protection Agency. Washington, D.C., 1972 e inciso 3.

\* Concentración de Fe + Mn.

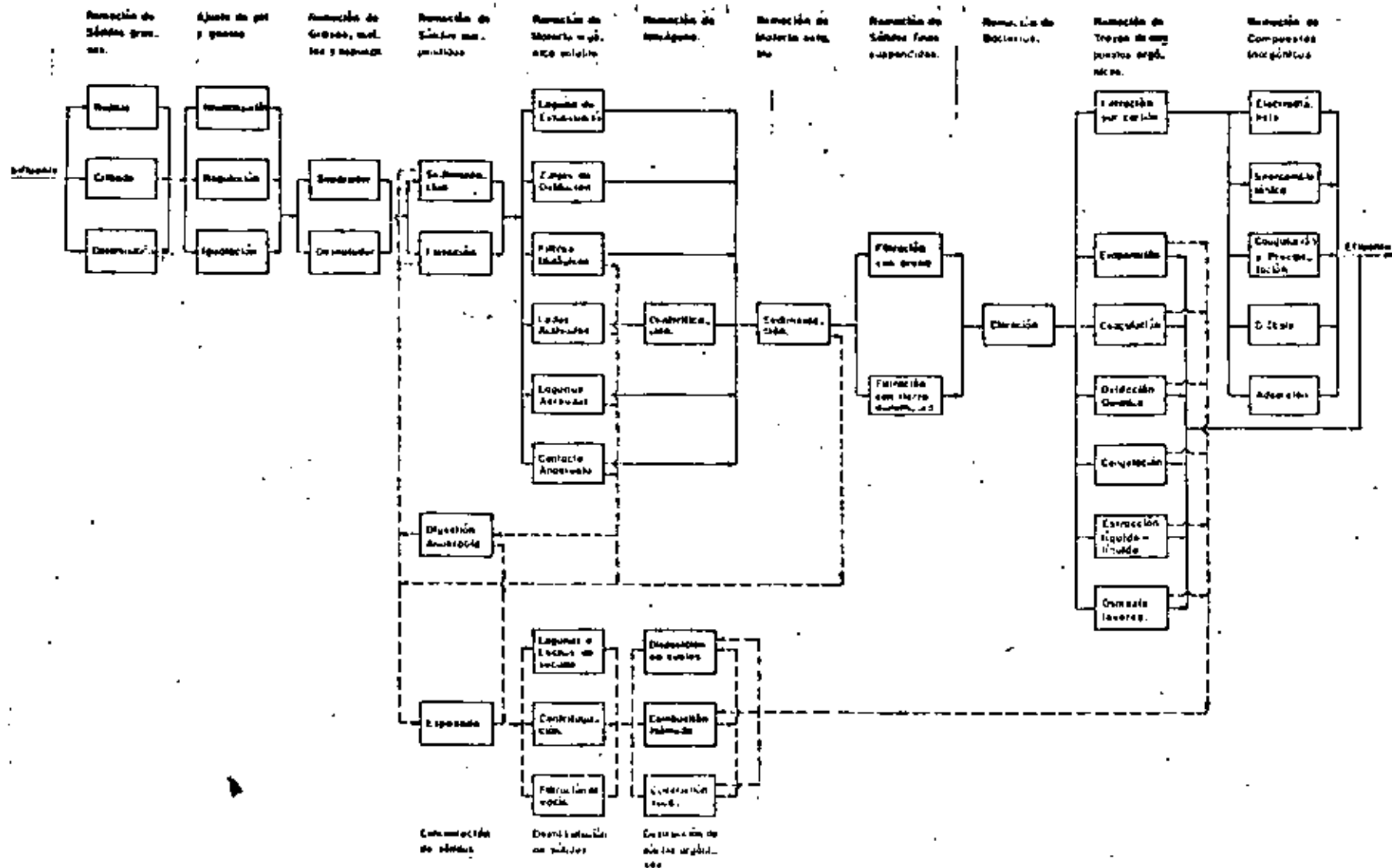


Fig. 2- SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUA PARA OBTENER VARIOS GRADOS DE REMOCION DE CONTAMINANTES.

Fuente : Adaptado de W.W. Eckentfelder. Industrial Water Pollution Control.



Otra limitante será el grado de aceptación por parte de la población para hacer uso de esta agua residual, no obstante de haber sido tratada.

#### 2.4 Reuso del Agua en la Recarga de Acuíferos

Los esfuerzos encaminados al estudio, cuantificación, protección y recarga de acuíferos, presentan etapas iniciales en nuestro país; existen, sin embargo, zonas conflictivas en las cuales debido a un abastecimiento hidráulico deficiente, agotamiento y/o contaminación de aguas subterráneas, los estudios desarrollados han cobrado especial importancia y presentan a la fecha avances y resultados concluyentes.

Un caso concreto lo constituye la Cuenca del Valle de México, donde por el explosivo incremento de la demanda de agua para usos domésticos e industriales, se ha recurrido a la costosa captación de recursos de zonas alejadas, en ocasiones de menor altitud; por otro lado, se ha realizado una sobreexplotación de los recursos del subsuelo de la cuenca, estando éstos actualmente en peligro de agotarse, e incrementando el riesgo de hundimiento de estratos superficiales del terreno. Otras regiones del país con problemas de sobreexplotación de acuíferos, por su magnitud, son: El Valle de Mexicali, Baja California Norte y Mesa de San Luis Río Colorado, Sonora; la Región Lagunera; el Valle de León, Guanajuato; Ciudad Juárez, Chihuahua; el Valle de Querétaro; y como se mencionó el Valle de México.

Es de vital interés que, ante tal situación, sean consideradas las alternativas que propongan un aprovechamiento racional de los recursos de las cuencas aplicando, en su caso, las técnicas de infiltrar el subsuelo las aguas superficiales no utilizables directamente, como las de origen pluvial, disminuyendo por un lado los problemas que plantea el desague de estos caudales que, por ser de carácter torrencial y por no haber suficientes vasos de almacenamiento, constituyen un peligro continuo para ciertas zonas urbanas; por otro lado, el ejercicio de tales técnicas redundará en un incremento de los recursos de agua subterránea, que constituyen la principal fuente de abastecimiento con que cuentan los núcleos poblacionales.

La calidad del agua a utilizar en la recarga de acuíferos, una vez que alcanza el acuífero, debe ser como mínimo la calidad del agua subterránea, garantizando así su aprovechamiento actual y futuro.

Por tal motivo, cuando un acuífero se recarga con aguas residuales tratadas a través de pozos, la calidad del agua debe ser similar a la potable. Por otro lado, cuando la recarga se realiza con sistemas superficiales (zanjas, surcos, balsas, inundación de áreas extensas, entre otros), se puede lograr la remoción de algunos contaminantes presentes en las aguas residuales, dependiendo el grado de remoción, del tipo de suelo que se tenga, calidad del agua residual, distancia entre la superficie del suelo y el acuífero.

ro y la vegetación presente, entre otros factores. Ver figura Nos. 4a, b, c, d, e, f y g.

Para evitar que el agua del acuífero se contamine cuando se recarga por métodos superficiales utilizando aguas residuales, es práctica común darles tratamiento previo, sobre todo para eliminar los contaminantes orgánicos. Los parámetros de calidad del agua que se han utilizado para la recarga de acuíferos en los Estados Unidos se muestran en la tabla 6.

**2.5**  
Reuso del Agua para Fines Recreativos

Dentro de las actividades recreativas el agua tiene diversas funciones; puede ser usada como medio de esparcimiento, como en el caso de los deportes de natación, remo, canotaje, y pesca entre otros, o bien, tener una importancia relativa, como en el caso de fuentes y cuerpos de agua que sólo se emplean para aumentar la belleza de algún sitio.

En México, el uso de las aguas residuales para fines recreativos no es nuevo, éste se viene realizando principalmente en Chapultepec y en la Ciudad Deportiva de la Magdalena Mixhuca.

Los beneficios obtenidos del aprovechamiento de las aguas residuales para fines recreativos generalmente son de tipo social, intangibles, por lo que no es posible valorarlos

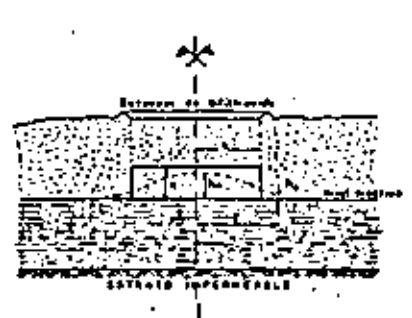


Fig. 4a Estanque de Infiltración

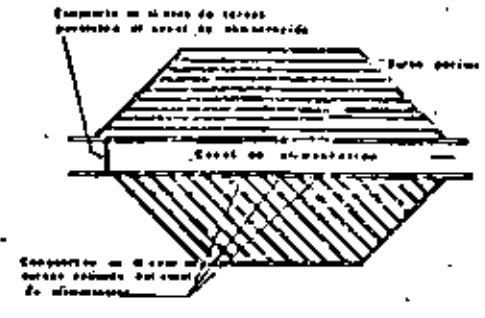


Fig. 4b Surcos de Infiltración

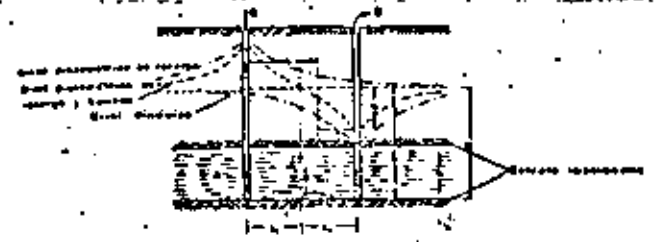
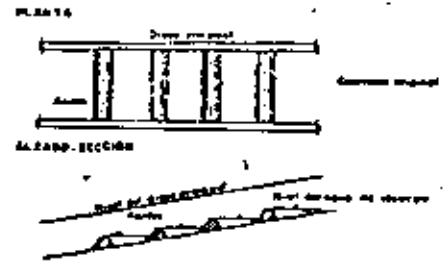
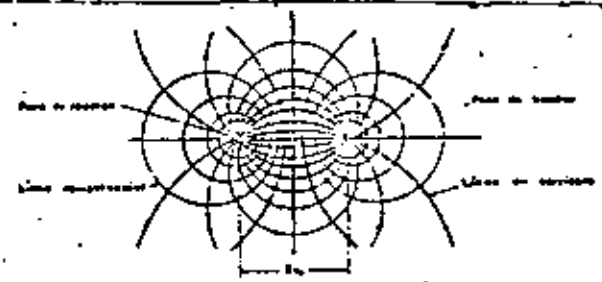
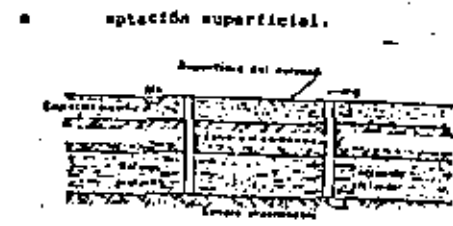


Fig. 4c Recarga de un acuífero en condiciones artesianas por medio de bombeo



23



b) Por bombeo.

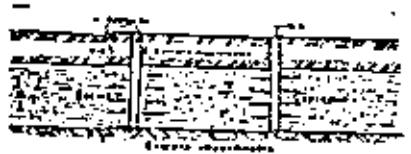


Fig. 4e Recarga en Condiciones Artesianas

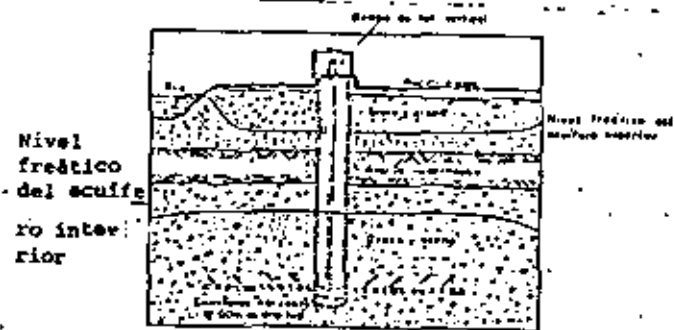


Fig. 4f Pozo de colectores horizontales con doble funcionamiento en cation

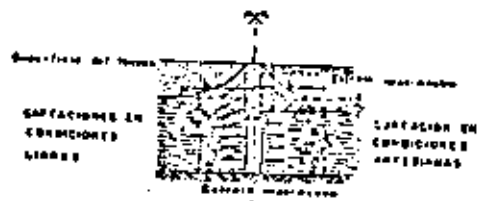


Fig. 4g Recarga por pozos verticales

Figura 4 SISTEMA DE RECARGA DE ACUÍFEROS

Parámetro	Concentración (mg/l)		
	EPA (1)	Texas (2)	California (3)
Turbiedad (UTJ)	1.0	1.0	1.0
Color (escala Pt-Co)	-	15.0	-
Corrosión	-	no corrosiva	-
Olor (umbral)	-	3	-
Sólidos disueltos totales	-	1,000	-
Dureza total	-	-	220.0
DQO	-	-	30.0
SAAM	-	0.5	0.5
N <sup>-</sup> NH <sub>3</sub>	-	-	1.0
N <sup>-</sup> NO <sub>3</sub>	10.0	10.0	-
N-total	-	-	10.0
Fenoles	-	-	0.001
Sulfatos	-	300.0	125.0
Cloruros	-	300.0	120.0
Fluoruros	1.4 a 2.4	1.4 a 1.8	0.8
Bromo	-	-	0.5
Cianuros	-	-	0.2
pH (unidades)	-	7.0	6.5 a 8.0
Conductividad (µmhos/cm)	-	-	900
Sodio	-	-	100.0
Cromo	0.05	0.05	0.05
Cadmio	0.01	0.01	0.01
Selenio	0.01	0.01	0.01
Cobre	-	1.0	1.0
Plomo	0.05	0.05	0.05
Arsénico	-	-	0.05
Hierro	-	0.03	0.03
Magnesio	0.05	0.05	0.05
Bario	1.0	1.0	1.0
Mercurio	0.002	0.002	0.005
Boro	-	-	0.5
Manganeso	-	0.05	0.05
Plata	0.05	0.05	0.05
Zinc	-	5.0	-
Escherichia coli (NMP/100 ml)	1.0	1.0	0.0
Halogenados volátiles	0.05	-	-
Radón 226 y 228 (pCi/l)	5	5	-

- (1) Environmental Protection Agency (Oficina de Protección Ambiental de Estados Unidos)
- (2) Knorr, B. D. "Direct Recharge for El Paso, Texas". Water Reuse Symposium. Marzo 25-30, 1979, Washington, D.C. AWWA Research Foundation
- (3) Cline, N.M. "Ground Water Recharge at Water Factory 21". Water Reuse Symposium. Marzo 25-30, Washington, D.C. AWWA Research Foundation

Fuente: Referencia No. 4

25

adecuadamente, aunque resultan económicamente redituables. Por otra parte, el uso recreativo de las aguas residuales ofrece una alternativa de reuso múltiple, la que pueda requerir que se mejore la calidad del agua tratada, y, por lo tanto, será susceptible de ser aprovechada posteriormente en otras actividades tales como en la agricultura y en la industria.

En general, la calidad del agua para fines recreativos depende de que se tenga o no contacto directo (primario) con el agua. Previo uso de las aguas residuales para fines recreativos con contacto primario, éstas deben recibir un tratamiento tal que se logre la remoción de coliformes, grasas y aceites entre otros contaminantes, de tal forma que no produzcan daños en la salud humana ni se tengan efectos adversos en cuanto a la estética de los cuerpos de agua. La tabla 7 muestra los niveles recomendables de los parámetros de calidad del agua para fines recreativos.

En algunos países se ha reglamentado o se han publicado recomendaciones de calidad del agua para fines recreativos, sin embargo la información aún es escasa, por lo que no se han fijado niveles máximos permisibles para la mayoría de los contaminantes posibles de presentarse en el agua. Ver tabla 8.

3. EFECTOS DEL REUSO DEL AGUA EN MEXICO

El tipo y magnitud del efecto global que produce el agua resi-

Tabla No. 7 NIVELES MAXIMOS RECOMENDABLES DE LOS PARAMETROS DE CALIDAD DEL AGUA PARA FINES RECREATIVOS

PARAMETRO	CONCENTRACION
Temperatura	20 - 25 °C
pH	6.5 - 8.5 (1)
Color	30 - 40 (unidades Pt/Co)
Olor	( 2 )
Sabor	( 2 )
Turbiedad	30 UNT
Grasas y aceites	( 3 )
Oxígeno disuelto	4.0 mg/l (4)
Detergentes	3 mg/l
Sustancias tóxicas	( 5 )
Coliformes totales	1,000 (NMP/100 ml) (1)
Coliformes fecales	200 (NMP/100 ml) (1)

- (1) Principalmente cuando el agua se utiliza para fines recreativos con contacto directo
- (2) Ausente
- (3) Ausencia de película visible
- (4) Con objeto de evitar condiciones anaerobias que pueden ocasionar malos olores. Además, con objeto de preservar la vida acuática.
- (5) Ausencia de sustancias tóxicas que irriten la piel o las mucosas o que su ingestión accidental dañe la salud del hombre

Fuente: Referencia No. 4

Tabla No. 8 VALORES LIMITE DE PARAMETROS DE CALIDAD DEL AGUA PARA  
FINES RECREATIVOS ESTABLECIDOS EN OTROS PAISES Y EN MEXICO

Parámetro	País y año				
	Canadá(1) 1972	U.S. NAS/NAE(2) 1973	Australia(3) 1974	USEPA(4) 1976	México(5) 1975
Materiales sedimentables que pueden formar depósitos	Libre	Virtualmente libre	Libre	Libre	-
Aceite, grasa, espuma, neón bros flotantes	Libre	Virtualmente libre	Libre	Libre	-
Sustancias que producen olor, color, sabor, turbiedad	Libre	Virtualmente libre	Libre	Libre	-
Sustancias que pueden provo- car formas de vida acuáticas indeseables	Libre	Virtualmente libre	Libre	Libre	-
Químicos Elementos químicos en con- tacto directo con el usuario	Que en caso de accidentes no se presenten daños a la sa- lud	Que no irrita la piel, ni las mu- cosas	Que no consti- tuya un riesgo para la salud	Que no produzca respuestas fi- siológicas	-
Físicos					
Transparencia	Disco de Secchi visible a 1.20 m	Que se puedan ver objetos semejantes	Disco de Secchi visible a 1.20 m	-	-
Color (escala Pt-Co)	100	-	-	-	20
Detergentes sintéticos (mg/l)	7 como AAS	-	-	-	0.5
Olor (Ton)	16	-	-	-	ausente
Grasa y aceites (mg/l)	3	-	-	-	0.76

Tabla No. 8 (continuación)

Parámetro	País y año				
	Canadá 1972	U.S. NAS/NAE(2) 1973	Australia(3) 1974	USEPA(4) 1976	México(5) 1975
pH	6.5-8.5	6.5-8.5	5.0-8.5	5.0-9.0	6.5-8.5
Plankton (No. org/l)	5,000 (máx)	-	-	-	-
Temperatura (°C)	15-30	15-35	20-30	-	C.M. más 2.5
Turbiedad (NTU)	5-50	-	-	-	10 (6)
Radioactividad total (pCi/l)	10 (máx)	-	-	-	-
Coliformes totales (NCP/100 ml)	500	-	-	-	-
Coliformes fecales (NCF/100 ml)	200	-	200	200	200

(1) "Guidelines for Quality Objectives and Standards". Department of Environment, Inland Waters Directorate, Ottawa, Ontario, 1972.

(2) "Water Quality Criteria", 1976. Environmental Protection Agency.

(3) "A Compilation of Australian Water Quality Criteria". Australian Water Resources Council, Canberra, Australia, 1974.

(4) "Quality Criteria for Water". Environmental Protection Agency, Washington, D.C. 1976.

(5) "Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas". 22 Diciembre de 1975. México.

(6) C.M. Condiciones naturales.

Fuente: Referencia No. 4

dual varía en función de su forma de aplicación, grado de tratamiento al que se somete y uso al que se destine.

### 3.1 Efecto en la Agricultura

Las aguas residuales ejercen influencia en las características tanto del suelo como de los cultivos. En lo que se refiere a los suelos, el agua residual tiene efecto sobre el pH, salinidad, conductividad eléctrica, concentración de sales minerales y concentración de nutrientes, principalmente. Por lo que respecta a los cultivos, los efectos son variables y dependen en gran parte del tipo de plantas que se cultive.

En ocasiones las variaciones, tanto físicas como químicas, que se presentan, producen efectos benéficos a los suelos y plantas, mientras que, en otros casos, los efectos son adversos. Para lograr obtener resultados positivos será necesario determinar, principalmente, las características del suelo y del agua residual, con el objetivo de seleccionar y proponer el cultivo que más se adapte a estas condiciones.

El reuso de aguas negras en la agricultura plantea dos tipos principales de problemas: la contaminación del suelo ocasionada por sales de boro, metales pesados y otros agentes químicos tóxicos con el consiguiente perjuicio a la productividad agrícola y; el problema sanitario causado por la presencia de organismos patógenos en las aguas negras. Como antecedente, cabe hacer mención que, en México la gastroenteritis

ocupa el segundo lugar como causa de muerte, lo que en buena parte puede ser atribuible al riesgo no controlado con aguas residuales de frutas, legumbres, hortalizas y otros productos agrícolas para consumo humano.

Aspectos sanitarios del riego con aguas negras se han investigado en el Distrito de Riego 03, en Tula, Ngo. El Distrito tiene una extensión aproximada de 50,000 Ha., una parte de esta área es regada todo el año con aguas negras y la otra sólo en épocas de estiaje. Los resultados obtenidos, referentes a la concentración de organismos coliformes en las aguas de riego y cultivos de la zona, se muestran en la tabla 9.

Las aguas de riego usadas en el distrito de riego 03 presentan concentraciones promedio máximas de boro de 1.3 mg/l para aguas negras y de 0.24 mg/l para aguas blancas, lo que permite hacer la clasificación siguiente:

Agua blanca. Excelente aún para cultivos sensibles

Agua Mezclada. Dudosa para cultivos sensibles, buena para semitolerantes y excelente para tolerantes.

Agua negra. Inadecuada para cultivos sensibles, permisible para semitolerantes y buena para tolerantes

La aportación anual de boro en aguas negras es de 3.275 kg/Ha, cantidad muy cercana al límite recomendable anual de 0.56 Kg/Ha a 1.37 Kg/Ha, en donde es posible que se alcancen condiciones tóxicas por acumulación.

Tabla No. 9 CONCENTRACION DE ORGANISMOS COLIFORMES EN LAS AGUAS DE RIEGO Y EN CULTIVOS DEL DISTRITO DE RIEGO 03

3/

24.

32

Zona de Muestras	Sitio y Cultivo de Muestras	Concentración de coliformes totales (MP/100 ml)	Concentración de coliformes fecales (MP/100g)
			Concentración en los tejidos
<b>Aguas:</b>			
Gran Canal del Desague	Km 8.0	9 700 000	
	Km 6.5	150 000 000	
	Km 9.5	9 100 000	
	Km 27.75	23 700 000	
	Chiconautla	71 100 000	
Presa Requena	entrada	240 000	
	salida	110 000	
Presa Endho	entrada	45 000	
	salida	1 100 000	
<b>Suelo y cultivo:</b>			
San Salvador	ajo		16
	avana		3 000
	alfalfa		93
Progreso	ajo		42
	cebolla		53
Mixquiahuala	alfalfa		93
	cebolla		43
Tepetepec	cebolla		32

\* Las concentraciones de coliformes de origen fecal son aproximadamente 20% de los coliformes totales

Fuente: SEM "Reuso del Agua en la Agricultura, la Industria, los Municipios y en la Recarga de Acuíferos". 1a. Etapa. DNTA-DGVAPC-ERH. México, 1974

Aproximadamente se emplean 1 000 millones de m<sup>3</sup> anuales de aguas negras en el Distrito de Riego 03, presentando concentraciones variables de nutrientes, metales pesados y sales, los cuales, en cierto porcentaje, exceden los límites permisibles de sustancias tóxicas en aguas para uso agrícola. Las tablas 10 y 11 muestran las concentraciones promedio de sustancias tóxicas de acuerdo al tipo de agua y a la influencia que ésta tiene sobre el suelo. La tabla 12 y figura 3 muestran las características de salinidad por tipo de agua y clasificación de las aguas para riego.

La influencia de la calidad del agua de riego en los suelos es notoria, especialmente en los estratos superficiales, incrementando sus contenidos de elementos y compuestos contaminantes, en diversos porcentajes, en suelos regados con agua negra en comparación con los regados con agua blanca. Los suelos más afectados son aquellos que presentan deficiencias en su drenaje o donde se emplean malas técnicas de irrigación; los efectos son más evidentes en épocas de estiaje.

La evaluación de la factibilidad de aplicar aguas residuales en riego agrícola deberá acompañarse de estudios específicos, como son:

- . Calidad del agua de riego y sistemas de distribución
- . Características y condiciones del suelo

Tabla No. 10 CONCENTRACIONES PROMEDIO DE CARACTERISTICAS DEL AGUA DE RIEGO (mg/l)

PARAMETROS	AQUAS NEGRAS	AQUAS BLANCAS	AQUAS MEZCLADAS
	Promedio	Promedio	Promedio
C.E. (µmhos/cm)	1736	711.85	1439.6
S.T.	7546.6	745.3	1422
S.B.T.	202.67	66.01	114.2
S.D.T.	1373.2	613.10	1248.4
Coliformos Fecales (NMP/100 ml)	$3.38 \times 10^8$	$1.9 \times 10^4$	$4.05 \times 10^9$
D.B.O.	171.6	47.57	184
D.Q.O	455	133.53	439
ABS	0.86	2.52	6.00
$N^{-}NH_3$	10.13	3.27	7.72
$N^{-}N \text{ org}$	6.90	2.725	6.60
$N^{-}NO_3$	0.17	0.43	0.93
$P^{-}PO_4^{3-}$	26.24	5.93	13.31
$P^{-}PO_4^{3-}$ (orto)	9.07	2.975	5.67
$Cl^{-}$	164.4	103.23	207
$SO_4^{2-}$	210.35	59.12	153
Dureza total	472.3	234.43	290.77
Alcalinidad total	450.2	233.71	459
pH	7.73	7.72	7.7
Pb	0.1614	0.0472	0.1302
Hg	0.0070	0.0005	0.0017
Cd	0.0295	0.101	0.0395
Zn	0.540	0.265	0.361
Cu	0.186	0.235	0.124
Ni	0.1025	0.0719	0.143
Fe	2.751	0.735	2.65
Mn	0.1770	0.049	0.29
Cr	0.145	0.0273	0.139
K	51.55	11.17	44.74
Na	324.5	35.85	270.85
S	1.31	0.244	1.139

Fuente: "Uso del Agua en la Agricultura, la Industria, los Municipios y en la Recarga de Acuíferos". 2a. Etapa.

Tabla No. 11. INFLUENCIA DEL AGUA DE RIEGO EN EL CONTENIDO DE METALES PESADOS EN EL SUELO, EN EL DISTRITO DE RIEGO 03

Elemento	Concentración promedio en suelos mg/kg		
	Blanca	Mezclada	Negra
Plomo	1.950	1.900	1.080
Mercurio	0.054	0.035	0.0266
Cadmio	0.267	0.408	0.354
Zinc	4.400	12.470	2.975
Cobre	0.620	0.555	0.767
Niquel	1.900	1.653	4.658
Hierro	11.760	10.960	8.445
Manganeso	25.600	22.470	24.090
Cromo	8.280	0.493	0.602
Calcio	2748.000	4557.00	2671.000
Potasio	284.000	535.00	492.000
Sodio	593.00	764.00	693.000
Boro	0.090	0.548	0.365

Nota: Los valores promedio presentados corresponden al estrato 0 - 30 cm

Fuente: SRH. "Uso del Agua en la Agricultura, la Industria, los Municipios y en la Recarga de Acuíferos". 2a. Etapa. INIA. DGAUAC-ARH. México, 1974.

Tabla No. 12 CARACTERISTICAS DE SALINIDAD POR TIPO DE AGUA

Características	Valores promedio por tipo de agua				Concentración Permisible SRH - SSA
	Blanca	Mezclada	Negra	de Drenaje	
Conductividad eléctrica (µmhos/cm)	624	1766	1845	2320	2000
RAS (%) (Relación de obstrucción de sodio)	1.56	7.84	10.5	6.5	6.0
Clasificación	$C_2-S_1$	$C_3-C_2$	$C_3-S_2$	$C_4-S_2$	

Notación:

S = RAS

C = CE  $\times 10^6$

Fuente: SRH - "Uso del Agua en la Agricultura, la Industria, los Municipios y en la Recarga de Acuíferos". 2a. Etapa. INIA. DGAUAC-SRH. México 1974.



- Cultivos a explotar y condiciones del suelo
- Aspectos técnicos y de salud en la zona

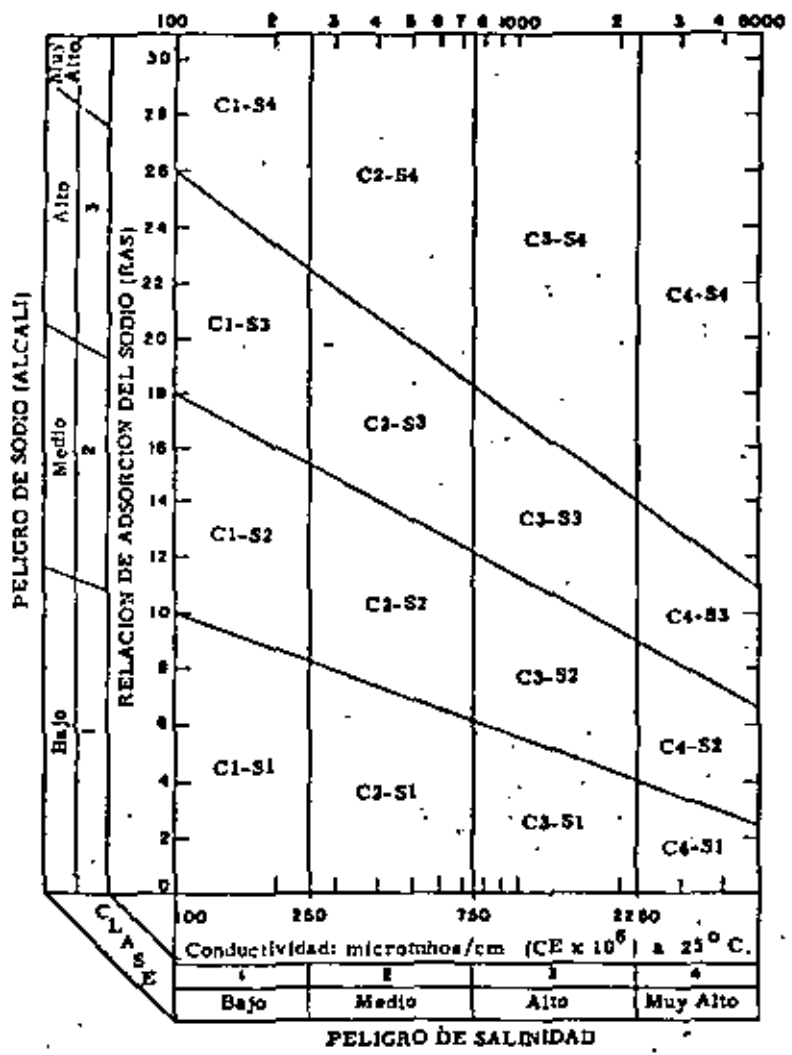


Figura No. 3 -Diagrama para la clasificación de las aguas para riego.  
Fuente: Referencia No. 2

para determinar los cultivos que se restringen al consumo humano, definir prácticas de cultivo recomendable y determinar los efectos residuales, potenciales o no, sobre el suelo, al hacer uso de las aguas negras.

3.2 Efecto en la industria

En el sector industrial, los efectos que se producen al emplear aguas residuales son generalmente positivos, debido a que estas aguas se someten a diferente nivel de tratamiento, dependiendo de su uso, antes de ser empleadas. De esta manera, los principales efectos son de beneficio, de tipo económico, no obstante los costos de inversión, operación y mantenimiento que se efectúan al establecer un sistema de tratamiento.

La calidad del agua de reuso requerida variará ampliamente de acuerdo al uso específico deseado. Algunas industrias necesitan un agua cuya calidad exceda ampliamente a la del agua potable, ya que si existen cambios marcados y se están aplicando a un proceso, puede resultar un deterioro de la calidad del producto manufacturado.

La tecnología actual de tratamiento de aguas de desecho, se encuentra en un estado tan avanzado que, prácticamente, permite la reutilización de cualquier tipo de aguas, dándole

Tabla No. 13. RESUMEN DEL USO Y CONTAMINACION DEL AGUA EN DIFERENTES SECTORES INDUSTRIALES.

Sector	Cantidad de Producción Industrial (1) y de exportación (2)	Extracción Anual (galitones m <sup>3</sup> )	Consumo Anual (galitones m <sup>3</sup> )	Índice de extracción (m <sup>3</sup> /ton) de producción	Recarga Anual (galitones m <sup>3</sup> )	DÑO Anual (Toneladas)	Sólidos Anuales Toneladas	Observaciones
Acetaminas	20 (81.0 (2)) mltes ton/año	1 585.0	215.5	25-65 m <sup>3</sup> /ton eq.	1 369.5	167 201	324 345.0	Datos de la 21 en 1971-1974
Químicos Básicos	1 016.1 (2) mltes ton/año	285.4	111.1	20-239 m <sup>3</sup> /ton de producto.	174.3	-	24 866.1	Datos de 1975
Petroquímicos Básicos	2 035.6 (2) mltes ton/año	110.66	25.04	10-200 m <sup>3</sup> /ton de producto.	86.4	8 716.9	13 321.1	Datos de 1975
Petroquímicos Secundarios	1 618.4 (2) mltes ton/año	246.82	71.46	16-180 m <sup>3</sup> /ton de producto.	215.16	7 766.75	23 326.9	
Refinación del Petróleo	760 000.0 (1) bariles/año	324.7	36.4	0.237-6.176 m <sup>3</sup> /baril producto.	288.3	13 651.0	39 884	Datos de 1975
Agroquímicos	2 714.0 (2) mltes ton/año	295.9	29.5	20-260 m <sup>3</sup> /ton de producto.	266.4	5 448.0	21 792.0	
Papel	315.7 (2) (2) mltes ton/ año.	79.8	40.2	50-180 m <sup>3</sup> /ton de producto.	39.7	7 477.6	14 082.0	Datos de 1974
Celulosas y Papel	747.6 (2) (2) mltes ton/ año.	210.1	81.9	110-151 m <sup>3</sup> /ton de producto.	117.4	214 350.8	398 100.0	Datos de 1974
Celulosas	316.2 (2) (2) mltes ton/ año.	60.4	31.6	125-28 m <sup>3</sup> /ton de producto.	56.8	58 321.0	169 100.0	Datos de 1974
Miscos	1 000 mltonel/año	0.0428	0.012		0.0306	493.0	945.0	Datos de 1975 y 1976

la calidad requerida para un uso determinado. Este tratamiento puede ser muy costoso, sin embargo, bajo determinadas circunstancias, puede constituir solo una pequeña parte del costo de producción. Desde los puntos de vista salud pública y abastecimiento de agua industrial, deberán de tomarse medidas adecuadas, antes de su uso, para que la calidad del agua tratada se aproxime a las normas del agua potable.

La tabla 13 ilustra el uso y contaminación del agua en diferentes sectores industriales.

3.3 Efecto en los Municipios, Recarga de Acuíferos y para Fines Piscícolas.

Desde hace varios años, el reuso de las aguas residuales para fines municipales, de recarga de acuíferos y piscícolas, se ha venido practicando después de que estas aguas se diluyen con las aguas naturales de los cuerpos receptoras. Sin embargo, actualmente la capacidad de dilución de éstos cuerpos se ha merjado a tal grado que varias cuencas del país se han convertido en cuerpos sitamente contaminados, ocasionando efectos adversos a la salud humana, a la ecología y a la economía de la región y del país mismo.

En el reuso del agua para usos municipales, recreativos y recarga de acuíferos, los efectos no se han podido evaluar tangiblemente, debido a que este tipo de aprovechamiento

se empezó a practicar en forma planeada, hace apenas algunos años. Así, considerando que para los dos primeros casos el agua es tratada y en el último puede no serlo, los principales efectos que se presentan son: rechazo en el uso del agua por parte de la población, costos de instalación y de operación de sistemas de tratamiento, detrimento de la calidad del suelo, aumento de las zonas de recreo, ahorro en costos de inversión y operación de obras de captación y conducción de aguas desde grandes distancias a núcleos urbanos e industriales, incremento substancial en los niveles freáticos, y otros.

La tabla No. 14 muestra los usos potenciales de las aguas residuales, así como los efectos que produce su aplicación.

#### 4. CRITERIOS PARA EL REUSO DEL AGUA

Conforme la demanda de agua en las poblaciones se incrementa para satisfacer sus necesidades y las de sus industrias, las aguas residuales se empezarán a utilizar en otros fines que requirieren de una agua de mejor calidad que la que actualmente se utiliza en la agricultura y en la industria. En algunas zonas llegará el momento en que tendrán que utilizarse las aguas residuales para fines domésticos, donde se incluye el agua para beber. Por tales motivos, y con el objeto de proteger la salud del hombre y al medio ambiente de los efectos ocasionados por

Tabla No. 13. (Continuación)

Uso	Capacidad de Producción Instalada (1) y de Operación (2)	Extracción Anual (millones m <sup>3</sup> )	Consumo Anual (millones m <sup>3</sup> )	Rango del Índice de extracción (m <sup>3</sup> /1000) de producción	Daroga Anual (millones m <sup>3</sup> )	DMD Anual (Comunidad)	Sólidos Totales Asentados Toneladas	Observaciones
Usores	142 millones de litros/día	0.2	1.8	-	5.6	10 224.0	12 075.0	Datos de 1971 y 1975
Cruces	1 391.2 millones litros/día	71.7	29.2	-	42.7	78 248.0	108 214.0	Datos de 1974 y 1975
Almacenes	3 221.877 (1) millones litros/día	69.011	28.687	-	29.324	72 438.1	118 796.0	Datos de 1974
Plantas integradas (metales pesados)	4 905.0 (1) millones de metros cúbicos	80.005	44.9	-	41.8	58.9	83 765.0	Datos de 1974
Plantas Semi-Integradas (metales pesados)	1 000.0 (1) y (2) millones litros/día	20.5	5.5	-	13.0	10.4	501.0	
Centrales	400.0 (1) y (2) millones ton/día	7.0	2.1	-	2.9	-	100.5	
Termoeléctricas	2 016 millones ton/día	61.6	45.7	-	23.9	-	-	Datos de 1975
Industria	823 156.2 millones ton/día	9.319	2.113	-	7.214	37 043.6	48 729.6	Datos de 1975
Frutas y Legumbres	322 221 millones ton/día	1.667	0.583	-	1.064	1 489.0	4 111.2	Datos de 1974 y 1975
Carnes	122.61 millones ton/día	0.429	0.172	-	0.257	3 065.5	3 692.9	Datos de 1974 y 1975

inadecuado rauseo del agua, muchos países del mundo han establecido los niveles máximos permisibles a los que los contaminantes presentes en el agua se deben de encontrar para reutilizar aguas en la agricultura, ganadería, industria, recarga de acuíferos, fines recreativos y usos domésticos y comerciales.

En México no existe un reglamento que norme al uso apropiado de las aguas residuales. Sin embargo se están realizando estudios para definir y proponer las normas que regulen su empleo y garanticen el seguro aprovechamiento de las aguas residuales en los diferentes sectores productivos del país.

Debido a la falta de este reglamento, y en virtud de la necesidad de aprovechar al máximo el recurso agua, actualmente se está haciendo uso de criterios y normas extranjeras, no obstante, se reconoce que las situaciones tecnológicas, económicas y sociales de los países son diferentes.

La tabla No. 15 muestra los criterios extranjeros de calidad del agua para diferentes usos.

5. CONCLUSIONES GLOBALES

- El enfoque que se le ha dado al uso de las aguas residuales se ha limitado principalmente para su aprovechamiento en la agricultura y en la industria, por lo que se hace necesario extender su uso en otros campos de interés.

Tabla No. 14 Usos Potenciales de las Aguas Residuales y Efectos

Aplicación	Dirección	U	S	O	S	N	E	C	T	D	R
	Dirección Municipal										
Industrial	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Agua para enfriamiento</li> <li>• Agua para alimentación de calderas</li> <li>• Agua de procesos</li> <li>• Agua para servicios</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reducción del agua subterránea de abastecimiento para industrias</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Incremento en los costos de instalación y de operación de sistemas de tratamiento</li> <li>• Posibles daños al equipo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Disminución en el consumo de agua potable</li> <li>• Control de descargas</li> <li>• Incremento en el costo del agua de suministro</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Inversión en el estudio y planeación de grandes requerimientos de agua</li> <li>• Apertura de nuevas zonas de cultivo</li> <li>• Reducción del uso de agua de primer uso</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento en las zonas de recreo</li> <li>• Apertura de zonas turísticas</li> <li>• Nuevas fuentes de ingresos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fuentes de alimentos</li> <li>• Fuentes de trabajo</li> <li>• Conservación de los recursos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento substancial en los niveles freáticos</li> <li>• Reducción en hundimientos</li> <li>• Incremento en la explotación del recurso</li> </ul>			
Agrícola	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Irrigación de ciénagas, tiras, cultivos, huertos, pastizales y bosques; riego en sujeción en suaves</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reducción de agua subterránea de abastecimiento para la agricultura</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Disminución en el rendimiento de las cosechas en cultivos</li> <li>• Aumento en la concentración de sales minerales y de metales tóxicos</li> <li>• Cambios fisiológicos en plantas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Disminución en la diversidad de especies</li> <li>• Hábitat ideal para la proliferación de moluscos acuáticos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento en las zonas de recreo</li> <li>• Apertura de zonas turísticas</li> <li>• Nuevas fuentes de ingresos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fuentes de alimentos</li> <li>• Fuentes de trabajo</li> <li>• Conservación de los recursos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento substancial en los niveles freáticos</li> <li>• Reducción en hundimientos</li> <li>• Incremento en la explotación del recurso</li> </ul>				
Recreativo	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fomento de lagos artificiales para navegación de pequeñas embarcaciones, natación, etc.</li> <li>• Agua de alimentación a albercas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desarrollo de pesca y de aves acuáticas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Disminución en la diversidad de especies</li> <li>• Hábitat ideal para la proliferación de moluscos acuáticos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento en las zonas de recreo</li> <li>• Apertura de zonas turísticas</li> <li>• Nuevas fuentes de ingresos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fuentes de alimentos</li> <li>• Fuentes de trabajo</li> <li>• Conservación de los recursos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento substancial en los niveles freáticos</li> <li>• Reducción en hundimientos</li> <li>• Incremento en la explotación del recurso</li> </ul>					
Placentero	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Establecimiento de nuevas instalaciones recreativas</li> <li>• Incremento en el nivel freático de zonas potencialmente salinadas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Proliferación de plantas especiales acuáticas</li> <li>• Aumento de especies de consumo por el pez</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Disminución en la diversidad de especies</li> <li>• Hábitat ideal para la proliferación de moluscos acuáticos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento en las zonas de recreo</li> <li>• Apertura de zonas turísticas</li> <li>• Nuevas fuentes de ingresos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fuentes de alimentos</li> <li>• Fuentes de trabajo</li> <li>• Conservación de los recursos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento substancial en los niveles freáticos</li> <li>• Reducción en hundimientos</li> <li>• Incremento en la explotación del recurso</li> </ul>					
Otros	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Recarga de acuíferos para el control de la intrusión salina y control de sales en el agua subterránea</li> <li>• Fuente complementaria de drenajes residuales</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Recarga de acuíferos para el control de los problemas de hundimiento del suelo</li> <li>• Conservación del suelo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Posible cambio en la calidad del agua del acuífero</li> <li>• Posible proliferación de insectos y roedores</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento substancial en los niveles freáticos</li> <li>• Reducción en hundimientos</li> <li>• Incremento en la explotación del recurso</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fuentes de alimentos</li> <li>• Fuentes de trabajo</li> <li>• Conservación de los recursos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento substancial en los niveles freáticos</li> <li>• Reducción en hundimientos</li> <li>• Incremento en la explotación del recurso</li> </ul>					

USO	INDUSTRIAL				
	Frutas y Verduras (enlatados)	Bebidas Refrigerantes	Cerveza	Textil	Pulpa y Kraft blanqueado
PARA: TIPO					
pH (unidad de pH)	6.5 - 8.5		6.5 - 7.0		
SDT (mg/l)	500	850	300-1500	100 - 200	300
SST (mg/l)	10.0			0 - 50	
Aceites (mg/l)					
Color (unidad de color)	5.0	5.0	0.0-10.0	0 - 50	25.0
Turbiedad (UTJ)		1.0 - 2.0	0.0-10.0	0.3 - 5.0	40.0
Dureza (mg/l)	250	200 - 250		0 - 50	100
Alcalinidad (mg/l)	250	50 - 120	75 - 150	50 - 200	75
Bicarbonatos (mg/l)				200	
Carbonatos (mg/l)			50 - 60		
Calcio (mg/l)	100		100 - 500	10.0	
Magnesio (mg/l)			30	5.0	
Cloruros (mg/l)	250	250	50 - 100	100	
Sulfatos (mg/l)	250	250		100	
Fluor (mg/l)	1.0	0.2 - 1.0	1.0		
OD (mg/l)				0.0	
DQO (mg/l)					
Hierro (mg/l)	0.2	0.1 - 0.2	0.1 - 1.0	0.0 - 0.1	0.2
Manganeso (mg/l)	0.2	0.05	0.1	0.01-0.05	0.1
Amoníaco (mg/l)					
Nitritos (mg/l)	No detectable		0.0		
Nitratos (mg/l)	10.0		10.0		
Fenoles (mg/l)	3 - 4				
Silica (mg/l)	50		50.0	25	50.0
Aluminio (mg/l)				0.0	
Arsénico (mg/l)					
Cobre (mg/l)				0.01-5.0	
Boro (mg/l)					
Cadmio (mg/l)					
Cromo (mg/l)					
Plomo (mg/l)					
Mercurio (mg/l)					
Zinc (mg/l)					
SAAH					
Coliformes totales (NMP/100 ml)		4		sumante	

(1) Aceptada como se recibe, si satisface otros valores limitantes  
(2) Controlado por tratamiento

USO	INDUSTRIAL				
	Papel de Sosa y Sulfito	Pulpa Química y Productos similares	Niervo y Aceite (laminado en caliente)	Curtiduría	Petroleras
PARA: TIPO					
pH (unidad de pH)		5.5 - 9.0	5.0 - 9.0	6.0 - 6.0	6.0 - 9.0
SDT (mg/l)	250	2 500	(1)		3 500
SST (mg/l)		10 000	(1)		5 000
Aceites (mg/l)			1.0		
Color (unidad de color)	5.0	500		5.0	25
Turbiedad (UTJ)	25.0			No detectable	
Dureza (mg/l)	100	1 000	(2)	150	900
Alcalinidad (mg/l)	75	500	(2)		500
Bicarbonatos (mg/l)		600			400
Carbonatos (mg/l)					
Calcio (mg/l)	20.0	250		60	220
Magnesio (mg/l)	1.15	100			85
Cloruros (mg/l)	75	500	(1)	250	1 600
Sulfatos (mg/l)		850		250	900
Fluor (mg/l)					1.2
OD (mg/l)					
DQO (mg/l)					1 000
Hierro (mg/l)	0.1	10.0		50.0	15
Manganeso (mg/l)	0.05	2.0			
Amoníaco (mg/l)					40
Nitritos (mg/l)					0.0
Nitratos (mg/l)					
Fenoles (mg/l)					
Silica (mg/l)	20.0				85
Aluminio (mg/l)					
Arsénico (mg/l)					
Cobre (mg/l)					
Boro (mg/l)					
Cadmio (mg/l)					
Cromo (mg/l)					
Plomo (mg/l)					
Mercurio (mg/l)					
Zinc (mg/l)					
SAAH (mg/l)					
Coliformes totales (NMP/100 ml)				4	

(1) Aceptada como se recibe, si satisface otros valores limitantes  
(2) Controlado por tratamiento

Tabla No. 15 (Continuación)		INDUSTRIAL				45
USO	U S O		I N D U S T R I A L			
PARAMETRO	Frutas y Verduras (enlatado)	Bebidas No frías	Cerveza	Textil	Pulpe y Kraft blanqueado	
pH (unidad de pH)	6.5 - 8.5		6.5 - 7.0			
SDT (mg/l)	500	850	500-1500	100 - 200	300	
EST (mg/l)	10.0			0 - 50		
Aceites (mg/l)						
Color (unidad de color)	5.0	5.0	0.0-10.0	0 - 50	25.0	
Turbiedad (UTJ)		1.0 - 2.0	0.0-10.0	0.3 - 5.0	40.0	
Dureza (mg/l)	250	200 - 250		0 - 50	100	
Alcalinidad (mg/l)	250	50 - 120	75 - 150	50 - 200	75	
Bicarbonatos (mg/l)				200		
Carbonatos (mg/l)			50 - 60			
Calcio (mg/l)	100		100 - 500	10.0		
Magnesio (mg/l)			30	5.0		
Cloruros (mg/l)	250	250	50 - 100	100		
Sulfatos (mg/l)	250	250		100		
Fluor (mg/l)	1.0	0.2 - 1.0	1.0			
OD (mg/l)						
DQO (mg/l)				0.0		
Hierro (mg/l)	0.2	0.1 - 0.2	0.1 - 1.0	0.0 - 0.1	0.2	
Manganeso (mg/l)	0.2	0.05	0.1	0.01-0.05	0.1	
Amoníaco (mg/l)						
Nitritos (mg/l)	No detectable		0.0			
Nitratos (mg/l)	10.0		10.0			
Fenoles (mg/l)	3 - 4					
Sílice (mg/l)	50		50.0	25	50.0	
Aluminio (mg/l)				0.0		
Arsénico (mg/l)						
Cobre (mg/l)				0.01-5.0		
Boro (mg/l)						
Cadmio (mg/l)						
Cromo (mg/l)						
Plomo (mg/l)						
Mercurio (mg/l)						
Zinc (mg/l)						
BAAH						
Coliformes totales (NMP/100 ml)		4		ausente		

(1) Aceptada como se recibe, si satisface otros valores limitantes

(2) Controlado por tratamiento

Tabla No. 15 (Continuación)		INDUSTRIAL				46
USO	U S O		I N D U S T R I A L			
PARAMETRO	Papel Pulpe de Sosa y Sulfito	Química y Productos similares	Hierro y Acero (laminado en caliente)	Carbidurias	Petroleras	
pH (unidad de pH)		5.5 - 9.0	5.0 - 9.0	5.0 - 8.0	5.0 - 9.0	
SDT (mg/l)	250	2 500	(1)		3 500	
EST (mg/l)		10 000	(1)		5 000	
Aceites (mg/l)			1.0			
Color (unidad de color)	5.0	500		5.0	25	
Turbiedad (UTJ)	25.0			No detectable		
Dureza (mg/l)	100	1 000	(2)	150	900	
Alcalinidad (mg/l)	75	500	(2)		500	
Bicarbonatos (mg/l)		600			400	
Carbonatos (mg/l)						
Calcio (mg/l)	20.0	250		60	220	
Magnesio (mg/l)	1.15	100			85	
Cloruros (mg/l)	75	500	(1)	250	1 600	
Sulfatos (mg/l)		850		250	900	
Fluor (mg/l)					1.2	
OD (mg/l)						
DQO (mg/l)					1 000	
Hierro (mg/l)	0.1	10.0		50.0	15	
Manganeso (mg/l)	0.05	2.0				
Amoníaco (mg/l)					40	
Nitritos (mg/l)					0.0	
Nitratos (mg/l)						
Fenoles (mg/l)						
Sílice (mg/l)	20.0				05	
Aluminio (mg/l)						
Arsénico (mg/l)						
Cobre (mg/l)						
Boro (mg/l)						
Cadmio (mg/l)						
Cromo (mg/l)						
Plomo (mg/l)						
Mercurio (mg/l)						
Zinc (mg/l)						
BAAH						
Coliformes totales (NMP/100 ml)				4		

(1) Aceptada como se recibe, si satisface otros valores limitantes

(2) Controlado por tratamiento

USO	Recarga de Acuíferos (Texas)	Recreativos	Doméstico
PH (unidad de pH)	7.0	6.5 - 8.5	6.5 - 8.5
SPT (mg/l)	1 000		1 000
EST (mg/l)			
Aceites (mg/l)		Ausente	0.76
Color (unidad de color)	15.0	30 - 40	20
Turbiedad (UTU)	1.0	30.0	10
Dureza (mg/l)			
Alcalinidad (mg/l)			
Bicarbonatos (mg/l)			
Carbonatos (mg/l)			
Calcio (mg/l)			
Magnesio (mg/l)	0.05		150.0
Cloruros (mg/l)	300		250
Sulfatos (mg/l)	300		250
Fluor (mg/l)	1.4 - 1.8		1.0
OD (mg/l)		4.0	
DQO (mg/l)			
Hierro (mg/l)	0.03		5.0
Manganeso (mg/l)	0.05		0.05
Amónico (mg/l)			
Nitritos (mg/l)			1.0
Nitratos (mg/l)	10.0		10
Fenoles (mg/l)			
Silice (mg/l)			
Aluminio (mg/l)			
Arsénico (mg/l)			0.05
Cobre (mg/l)	1.0		1.0
Boro (mg/l)	1.0		1.0
Cadmio (mg/l)	0.01		0.01
Cromo (mg/l)	0.05		0.05
Plomo (mg/l)	0.05		0.50
Mercurio (mg/l)	0.002		0.002
Zinc (mg/l)	5.0		5.0
SARH (mg/l)	0.5	3.0	0.5
Coliformes totales (NMP/100 ml)		1 000	

(1) Aceptada como se recibe, si satisface otros valores limitantes

(2) Controlado por tratamiento

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Metcalf and Eddy Inc. "Wastewater Engineering Treatment, Disposal Reuse". Mc Graw Hill Book Co. U.S.A., 1979
2. Lab. de Salinidad de los E.U.A. "Diagnóstico y Rehabilitación de Suelos Salinos y Sódicos" Limusa, México, D. F., 1974
3. SARH "Reuso del Agua en la Agricultura, la Industria, los Municipios y en la Recarga de Acuíferos. I, II, III y IV Etapas. DHTA, DGPOE-SARH. México, D. F., 1974-1979
4. "Investigación del Comportamiento de la Calidad del Agua en Función de Descargas de Contaminantes y su Efecto en la Flora y Fauna Acuáticas". Eco-Ingeniería, DGPOE-SARH. México, D. F., 1980
5. "Estudio para la Introducción de Aguas Residuales en Mantos Subterráneos". INGGO, DGPOE-SARH. México, D. F., 1979
6. "Salinidad de los Suelos y Calidad del Agua de Riego" Memorandum Técnico No. 351. Dirección General de Distritos de Riego-SARH. México, D. F., 1976
7. "Plan Nacional Hidráulico. Resumen 1975". Comisión del Plan Nacional Hidráulico-SARH. México, D. F., 1977
8. R.S. Ayes y D. W. Westcot. "Calidad del Agua para la Agricultura". FAO-Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación. Roma, 1976



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

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, INDUSTRIALES,  
MUNICIPALES Y REUSOS

TRATAMIENTO AEROBICO DE LODOS

M. EN I. ARNULFO PAZ SANCHEZ

OCTUBRE, 1981



## CONTENIDO

- I. - TRATAMIENTO UTILIZANDO EL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS.
- II. - DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE AERACION.
- III. - CONSTANTES CINÉTICAS Y PARÁMETROS DE CONTROL.
- IV. - EJERCICIO DE APLICACION.
- V. - TRATAMIENTO AEROBICO DE LODOS.
- VI. - AEROBIC DIGESTION (E.P.A.).
- VII. - EFICIENCIAS DEL TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.
- VIII. - ANALISIS DE COSTOS.

M. L. ARNULFO PAZ SANCHEZ

Octubre de 1981.

- L. - TRATAMIENTO UTILIZANDO EL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS.

## DISEÑO.

M. L. ARNULFO PAZ SANCHEZ

1. - FACTORES A CONSIDERAR.

a). - Variante:

Convencional.

Aeración escalonada.

Aeración a pasos.

Alto gasto.

Aeración homogénea.

Aeración extendida.

Contacto - estabilización.

Regeneración del lodo.

Aeración con oxígeno puro.

Nitrificación.

Denitrificación.

2. - CRITERIO DE CARGA.

Parámetros.

a). - Relación F/M (alimento a microorganismos).

$$F/M = \frac{S_0}{\Theta X}$$

- So, Concentración de D, B, O<sub>2</sub> en el influente,
- θ: Tiempo de retención hidráulico =  $\frac{V}{Q}$
- X, Concentración de sólidos suspendidos volátiles en el aera-  
dor,
- b). - Tiempo medio de residencia celular, θ<sub>c</sub>.

$$\theta_c = \frac{VX}{Q_w X_w + Q_e X_e}$$

- Q<sub>w</sub> = Gasto del exceso de lodos,
- X<sub>w</sub> = Concentración de sólidos suspendidos volátiles en el  
exceso de lodos,
- Q<sub>e</sub> = Gasto del efluente tratado,
- X<sub>e</sub> = Concentración de sólidos suspendidos volátiles en -  
el efluente,

Definiendo la tasa de utilización específica como:

$$U = \frac{(F/M) E}{100}$$

Siendo:

E = Eficiencia del proceso,

$$U = \frac{S_0 - S}{\theta X}$$

y:

$$\frac{1}{\theta_c} = Y \frac{F}{M} \frac{E}{100} - k_d = YU - k_d$$

- Y, Relación de la masa celular a la masa de sustrato  
consumido,
- k<sub>d</sub>, Coeficiente de declinación endógena.

### 3. - SELECCION DEL TIPO DE REACTOR.

Factores:

- a). - Cinética,  
Reactor de flujo de pistón,  
Reactor completamente mezclado,
- b). - Requisitos de transferencia de oxígeno,
- c). - Naturaleza del agua residual,
- d). - Condiciones ambientales,
- e). - Costos de construcción, operación y mantenimiento, inclu-  
yendo el sedimentador secundario.

## 4. - PRODUCCION DE LODOS Y CONTROL.

a). - Exceso de lodos,

$$P_x = Y_{obs} Q(S_0 - S) \times 10^{-3}$$

$P_x$ , Lodo en exceso diario, medido como SSV.

$Y_{obs}$ , Rendimiento observado.

Y:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + k_d \theta_c}$$

b). - Control,

b. 1). - Usando el tiempo medio de residencia celular,

$$\theta_c = \frac{VX}{Q_w X + Q_e X_e}$$

Siendo  $Q_w$  el gasto del exceso de lodos extraído -- del tanque de aeración.

$$\text{Si } X_e \rightarrow 0, \quad Q_w = \frac{V}{\theta_c}$$

Si el exceso se retira de la recirculación y  $X_e \rightarrow 0$ 

$$Q_{wr} = \frac{VX}{\theta_c X_r}$$

$X_r$  = Concentración de lodos en la recirculación.

b. 2). - Usando la relación F/M

$$P_x = Q_{wr} X_r \times 10^{-3}$$

## 5. - REQUISITOS Y TRANSFERENCIA DE OXIGENO.

$$\text{Kg } O_2/d = \frac{Q(S_0 - S) \times 10^{-3}}{f} = 1.42 (P_x)$$

$f$  = Factor de conversión de  $DBO_5$  a  $DBO_L$

El suministro de aire debe ser adecuado para:

- Satisfacer la D.B.O. de las aguas residuales.
- Satisfacer la respiración endógena de los organismos.
- Proporcionar una mezcla adecuada.
- Mantener una concentración mínima de oxígeno disuelto de 1 a 2 mg/lit en el tanque de aeración.

Para relaciones  $F/M > 0.3$  los requisitos de aire en el --

proceso convencional son de 30 a 55 m<sup>3</sup>/Kg de DBO<sub>5</sub> removida. A menores valores de F/M, la respiración endógena, la nitrificación y los períodos prolongados de aeración aumentan el uso del aire de 75 a 115 m<sup>3</sup>/Kg. de DBO<sub>5</sub> removido.

En plantas de gasto variable, el equipo de aeración debe diseñarse con un factor de seguridad mínimo de 2, para cubrir los picos de carga orgánica. Los estándares Ten States requieren que los sistemas de difusión de aire proporcionen 150% del requisito normal.

#### 6.- REQUISITOS DE NUTRIENTES.

Para que un sistema biológico funcione adecuadamente se requieren cantidades adecuadas de nutrientes, aproximadamente 12,4% por peso de nitrógeno y una quinta parte de este valor de fósforo.

Otras sustancias importantes son Na, K, Ca, Mg, PO<sub>4</sub>, Cl, -- SO<sub>4</sub> y HCO<sub>3</sub>, requiriéndose solo muy pequeñas cantidades de Fe, Cu, Mn, Zn, B, Mo, V y Co.

#### 7.- REQUISITOS AMBIENTALES.

Temperatura.

pH (sólo se requiere control en aguas con baja alcalinidad).

#### 8.- SEPARACION DE SOLIDOS.

Hasta recientemente se ha prestado atención a este importante paso en el diseño de plantas de lodos activados.

A partir de un balance de masas y despreciando el exceso de lodos, se puede establecer.

$$\frac{Q}{A} = \frac{g(h-1) \left(\frac{h}{F-1}\right)^{\frac{h}{b-1}} (R)}{(C_0) (1+R)}$$

g. y h, son constantes empíricas.

C<sub>0</sub>, Es la concentración de SST en el efluente del tanque de aeración.

Valores típicos de g y h.

TIPO DE SISTEMA	g pies/min.	h	CARGA
Convencional	$0,43 \times 10^{-6}$	2,62	0,5 $\frac{DBO}{SSVLM}$
Convencional	$2,62 \times 10^{-6}$	1,70	0,24 $\frac{DBO}{SSLM}$
Convencional	$29,6 \times 10^{-6}$	1,63	0,06 $\frac{Kg\ DBO}{Kg\ lodo}$

R ANGOS DE FACTORES DE DISEÑO

V A R I A N T E .	C A R G A		In DBO <sub>5</sub> pie <sup>3</sup> -día	Edad de lodos - θ <sub>c</sub> (días)	Tiempo de resi- dencia θ <sub>r</sub> (hr)	Efi- cien- cia, %	Concentración en el reactor mg SSLM/lit.	Relación de re- circula- ción R
	Kg DBO <sub>5</sub> X día	SSLM-día.						
Convencional, com- pletamente mezclada.	0.2 - 0.6 (0.3)	0-0.20 -0.40 (0.035)	3-14 (5)	4-8 (7)	85-95 (90)	1100-300, (2100)	0.15-0.75 (0.30)	
Aeración a pasos.	0.2 - 0.5 (0.30)	0-0.40 -0.160 (0.050)	3-14 (5)	4-8 (5)	85-95 (90)	2000-4000 (3000)	0.2-0.8 (0.30)	
Tanque de Contacto estabiliza- ción.	0.2 - 0.5 (0.35)	0.07(*)	3-14 (5)	0.5-1.5 (1.0) 3-6 (5)	85-95 (90)	2000-4000 (2100) 4000-5000 (7000)	0.2-1.0 (0.40)	
Alto gasto	0.4 - 1.5	0.075-0.10	0.25-3	1-3	60-75	4000-5000	1.0-5.0	
Aeración extendida.	0.05 -0.25	0.025	> 10	15-30	85-98	3500-5000	0.7-1.5	
Oxígeno puro	0.4 - 1.0	0.15-0.25				6000-10000		

(\*) Basado en un volumen combinado de los tanques de contacto y estabilización.  
( ) Valores típicos.

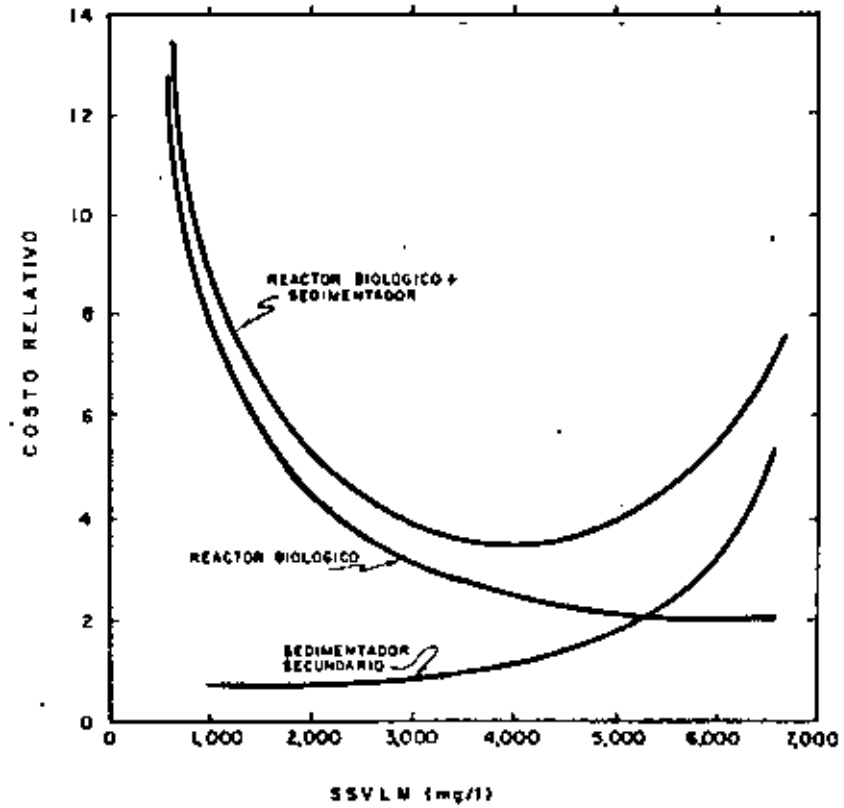
9. - CALIDAD DEL EFLUENTE.

Los requisitos actuales de efluentes secundarios especifican un promedio en un mes de 30 mg/lit (suma de DBO<sub>5</sub> soluble e insoluble).

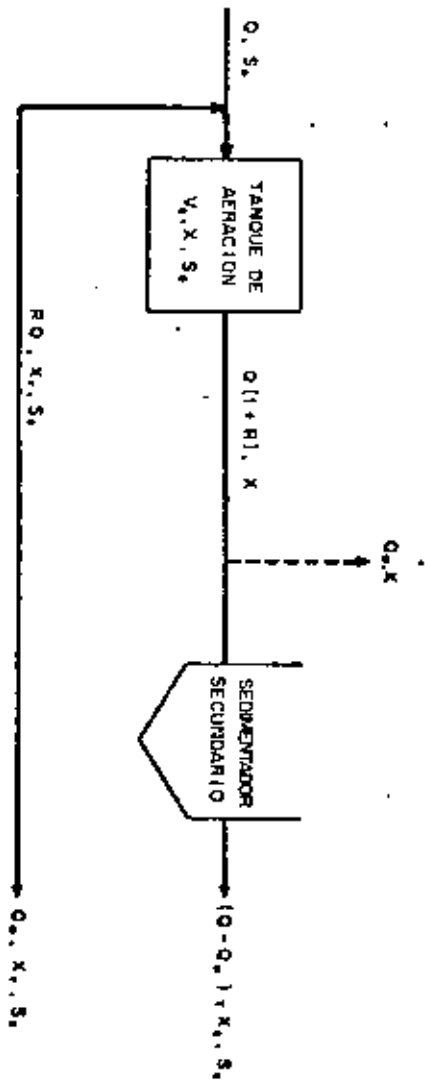
En una planta bien operada el contenido de S.S. es menor de -- 20 mg/lit, sin embargo a causa del deterioro del floculo a muy largos θ<sub>c</sub>, el efluente en plantas de aeración extendida puede exceder 70 mg/lit.

Como las ecuaciones cinéticas se aplican solo a la porción soluble, Eckenfelder propone:

- DBO<sub>5</sub> insoluble = S (1.42 K<sub>d</sub> X<sub>a</sub> C<sub>e</sub>)
- K<sub>d</sub>, Coeficiente de declinación (días<sup>-1</sup>)
- X<sub>a</sub>, Es la porción de masa activa en los S.S., variando de 0.8 en sistemas de alto gasto a 0.1 en aeración extendida.
- C<sub>e</sub>, Concentración de S.S en mg/lit.



COSTOS EN FUNCIÓN DE LA CONCENTRACION DE LICOR MEZCLADO



ESQUEMA DE FLUJO PARA UNA PLANTA DE Lodos Activados con Mezclado Completo

II - DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE AERACION

1.- METODOS USUALES.

- a). - Difusión de aire con aire comprimido.
- b). - Turbina sumergida.
- c). - Aeradores superficiales de baja velocidad.
- d). - Aeradores superficiales de alta velocidad.

Como guía Stukenberg sugiere que la aeración por difusión no se use cuando la tasa de utilización del oxígeno excede 40 mg/lit-hr.

Los aeradores de baja velocidad son aceptables para menos de 80 mg/lit-hr y para valores mayores recomienda la aeración por turbina.

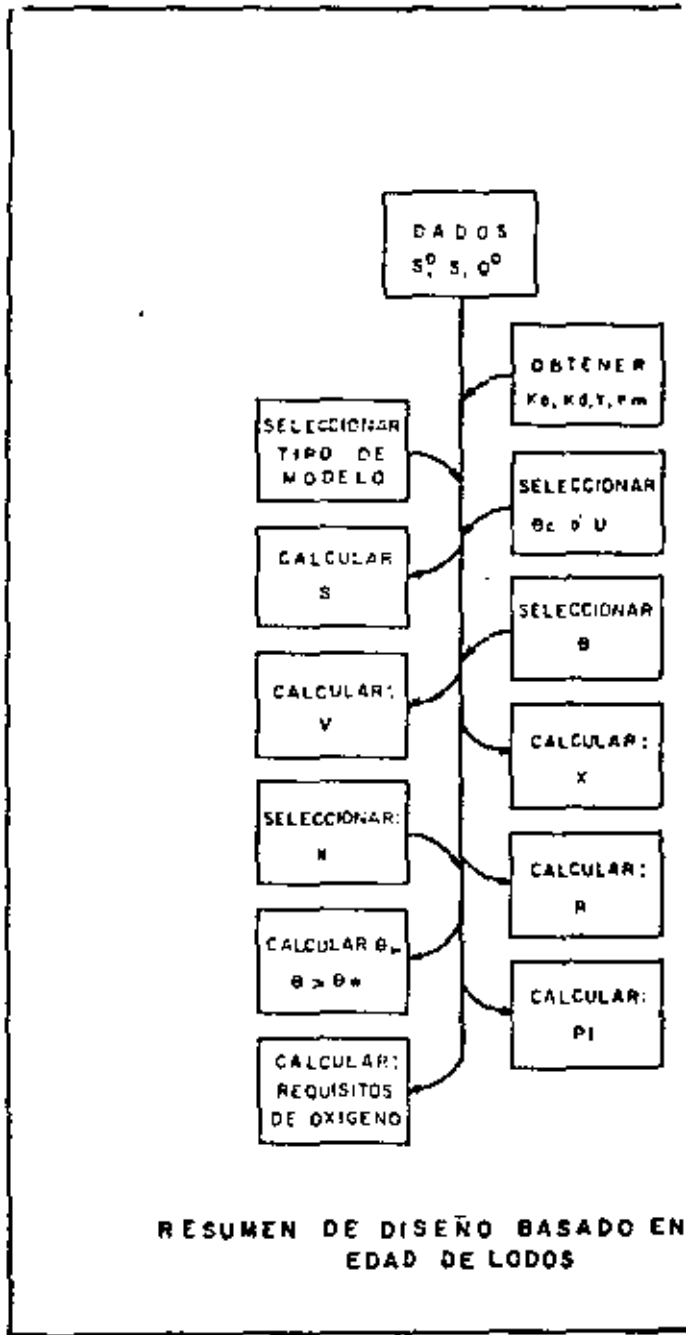
2.- AERACION POR DIFUSION.

Opera suministrando aire comprimido a través de difusores. Hay 2 tipos de difusores:

    Barbuja fina y Burbuja gruesa.

    Metcalf y Eddy incluye difusores de burbuja intermedia.

Los difusores de burbuja fina tienen transferencia alta de oxígeno pero



M. en I. Arnulfo Paz Sánchez  
 CONSULTOR EN INGENIERÍA SANITARIA  
 C/A PROF. DR. SEPUL  
 GABRIEL RAMÍREZ (106 - 2537 - 20) TEL. 524 - 52 - 54  
 MÉXICO 12, D. F.

se atascan más fácilmente aumentando consumos de energía.

Los de burbuja gruesa tienen menor transferencia pero requieren menor mantenimiento y menos potencia.

El funcionamiento de un tipo particular de sistema de difusión de aire se afecta por el espaciado entre difusores, ancho y profundidad del tanque y gasto de aire suministrado.

Véase gráficas de transferencia de  $O_2$  de varios tipos de difusores.

La tasa de transferencia se determina por la ecuación:

$$(T, R) \text{ real} \propto (T, R) \text{ estandar} \cdot \alpha \frac{C_{sa} - C}{9.2}$$

TR se expresa en libras de oxígeno transformado por horas.

$$C_{sa} = C_s \left( \frac{P_b}{59.84} \frac{O_2}{42} \right)$$

SIENDO:

$C_{sa}$  = Concentración de saturación del oxígeno a un tercio de la profundidad (mg/l).

$C_s$  = Concentración de saturación del oxígeno en la super-

M. en I. Arnulfo Paz Sánchez  
 CONSULTOR EN INGENIERÍA SANITARIA  
 C/A PROF. DR. SEPUL  
 GABRIEL RAMÍREZ (106 - 2537 - 20) TEL. 524 - 52 - 54  
 MÉXICO 12, D. F.

-ficie del líquido, mg/l.

$P_b$  = Presión del aire en el punto de salida del difusor (pulg. de Hg).

$O_2$  = % de oxígeno en el aire que sale de la superficie del líquido. Comúnmente se supone que entre 6 y 10% del oxígeno es absorbido y que el aire inicialmente contiene 21%.

$$C_s = \frac{P - p}{760 - p} \frac{475 - 2.6S}{33.5 + T}$$

$P$  = Presión barométrica, mm Hg.

$p$  = Presión de vapor saturado a condiciones estandar, mm Hg.

$T$  = Temperatura de las aguas residuales a condiciones estandar (a 20° C).

$S$  = Sólidos disueltos en las aguas residuales g/l.

$$P_b = \left[ \frac{H}{2.3} + \frac{P}{760} - 14.7 \right] 2.036$$

$H$  = Es el tirante del agua en el punto de salida del aire.

$\alpha$  = Factor de corrección por efecto de agentes superficial.



-les activos (0,80 a 0,85).

La potencia teórica puede calcularse por :

$$Thp = 0,00436 Q_1 P_1 \left( \frac{1}{k-1} \right) \left[ \left( \frac{P_2}{P_1} \right)^{(k-1)/k} - 1 \right]$$

$k$  = Relación de calores específicos a presión y volúmenes constantes para compresión adiabética de moléculas -- diatómicas,  $k$  tiene un valor cercano a 1,395.

$P_1$  = Presión absoluta a la entrada pesa.

$P_2$  = Presión absoluta a la salida pesa.

Si se desprecian las pérdidas por fricción.

$$P_2 = \frac{\rho H}{144} + P_1$$

$\rho$  = Peso específico del agua, lb/pte<sup>3</sup>.

$H$  = Tirante del líquido en el punto de salida del aire (pies).

$Q_1$  = Gasto del aire en la entrada, pies<sup>3</sup>/min.

Valores de  $\rho$

Temperature °C	$\rho$ lb/pte <sup>3</sup>
10,0	62,41
15,5	62,37
21,1	62,30
26,6	62,22

La potencia al freno del compresor, puede obtenerse de la siguiente expresiva:

$$Bhp = \frac{Thp}{e}$$

$e$  = Eficiencia del compresión. Para compresores centrífugos y gastos de aire mayores de 15 000 pies<sup>3</sup>/min., se utilizan valores entre 0,7 y 0,8.

Para compresores de desplazamiento rotatorio positivo y gastos menores de 15 000 pies<sup>3</sup>/min., se aplican valores entre 0,67 y 0,74.

Un valor típico de potencia es de 1,5 a 2,5 lb de O<sub>2</sub>/HP/hr.

13

*M. en I. Arnulfo Paz Sánchez*  
 CONSULTOR EN INGENIERÍA SANITARIA  
 CTD. PROF. NO. 48178  
 AVDA. 21, MERCADERES 1998 - BARRIO 201 TEL. 554-88-81  
 MEXICO 12, D. F.

### 3 - AERACION POR TURBINA.

Este sistema es una combinación de un sistema de difusión de burbuja gruesa y un agitador mecánico único o doble.

Como el grado de mezcla proporcionado por este tipo es controlado por la potencia aplicada a la turbina y es independiente del gasto de aire, no hay limitaciones a la geometría del tanque.

El diámetro de la turbina al diámetro equivalente del tanque generalmente varía de 0,1 a 0,2 .

La óptima transferencia del oxígeno ocurre cuando la relación de la potencia de la turbina a la del compresor es unitaria.

La transferencia de  $O_2$ , para un solo impulsor es del orden de 1,5 a 2 lb de  $O_2$ /hp-hr y para un impulsor dual de 2,5 a 3 .

Estos dispositivos son apropiados donde se espera una gran fluctuación y la tasa de utilización del oxígeno.

14

*M. en I. Arnulfo Paz Sánchez*  
 CONSULTOR EN INGENIERÍA SANITARIA  
 CTD. PROF. NO. 48178  
 AVDA. 21, MERCADERES 1998 - BARRIO 201 TEL. 554-88-81  
 MEXICO 12, D. F.

### 4 - AERADORES SUPERFICIALES.

Los aeradores de alta velocidad son más baratos que los de baja velocidad, pero en la mayoría de los casos la transferencia de oxígeno y capacidad de mezclado son menores.

La transferencia de oxígeno en condiciones de campo viene dada por,

$$N = N_0 \left[ \frac{\beta C_w - C}{9.2} \right] 1.024^{\frac{T-20}{10}}$$

$N =$  Kg de  $O_2$ / Kw h transferido.

$N_0 =$  Kg de  $O_2$ / Kw h transferido el agua a 20°C y 0 oxígeno disuelto. (Transferencia estándar).

$C_w =$  Concentración de saturación del oxígeno a la temperatura y altitud particulares mg/lit.

$C =$  Concentración de oxígeno en el tanque mg/lit.

$T =$  Temperatura °C .

$\alpha =$  Factor de corrección de transferencia.

### Requisitos de energía para el mezclado. -

La mezcla es también una consideración importante en el diseño de sistema de aeración, tanto para mantener la biomasa en suspensión como para distribuir el oxígeno.

El grado de mezcla para este tipo es menor que el necesario para una mezcla completa.

Como todos los aeradores son bombas de baja carga, la mezcla puede relacionarse con la capacidad de bombeo.

En turbinas esta capacidad es de 1 a 10 pies<sup>3</sup>/seg x HP, mientras que en aeración por difusión y aeradores superficiales de baja velocidad es de 4, 7 y 4, 5 pies<sup>3</sup>/seg. x HP respectivamente. Estos valores se pueden utilizar para calcular el tiempo teórico de VOLCAMIENTO para un volumen dado.

Shel y Cassady (1973) sugirieron que el tiempo de volcamiento igual o menor de 7, 5 min. es suficiente para un mezclado completo.

## III - CONSTANTES CINÉTICAS Y PARÁMETROS DE CONTROL.

### 1. - Constantes Cinéticas:

$k_0$  = Tasa específica de crecimiento.

$K_m$  = Constante de Michaelis - Menten o constante de saturación del sustrato.

$Y$  = Rendimiento.

$k_d$  = Constante de declinación.

### RANGO DE VALORES DE LAS CONSTANTES CINÉTICAS, (BASE: DBO<sub>5</sub>)

$k_0$	0, 4 - 0, 55	hr <sup>-1</sup>
$K_m$	50 - 120	mg/lit
$Y$	0, 5 - 0, 67	mg $\frac{SSLM}{\text{mg de DBO}_5}$
$k_d$	2, 0 - 3, 0 x 10 <sup>-3</sup>	hr <sup>-1</sup>

### 2. - Parámetros de control.

a). - Edad de lodos ( $\theta_c$ )

$$\theta_c = \frac{VX}{Q_w (X_r - X_e) + Q_o X_e}$$

$\theta_c$  entre 3 y 14 días.

- 2 -

Para  $\theta_c < 3$  días, la biomasa no es suficientemente densa para sedimentar fácilmente produciendo el fenómeno de "abundamiento del lodo" (sludge bulking). Para  $\theta_c = 14$  días, las partículas de floculo son demasiado pequeñas para sedimentar fácilmente y la fricción de células vivas en la biomasa es baja.

La edad de lodos puede controlarse por la cantidad de lodo extraído del proceso ( $Q_w$ ) o por la relación de recirculación.

Para este procedimiento la ecuación anterior puede escribirse:

$$\theta_c = \frac{\theta}{1 + R - R \frac{X_r}{X}}$$

b). - Índice volumétrico de lodos ( IVL ).

Se usa como una medida empírica de la sedimentabilidad del lodo.

$$IVL = \frac{V}{V_o X}$$

IVL = ml/mg de sólidos secos.

V = Volumen de sólidos sedimentados después de 30 min.  
(ml).

- 3 -

$V_o$  = Volumen inicial del lodo (l).

X = SSLM antes de la prueba (gr/l).

El IVL puede usarse para el control de la velocidad de recirculación.

$$R = \frac{X(IVL)}{1 - X(IVL)}$$

c). - Factor de carga ( RELACION F/M ).

En un reactor de mezcla completa,

$$F/M = U = \frac{S_o - S}{X \theta}$$

Los valores de V, se indican en la Tabla de RANGOS DE FACTORES DE DISEÑO.

PARAMETROS BIOLÓGICOS DE DISEÑO

PARAMETRO	REGIMEN COMPLETAMENTE MEZCLADO	REGIMEN DE FLUJO DE PISTON
Tiempo hidráulico de residencia	$\theta_h = \frac{\theta}{1+R}$	$\theta_h = \frac{\theta}{1+R}$
Concentración del sustrato en el efluente	$S = \frac{K_m (1 + k_d \theta_c)}{\theta_c (k_o - k_d) - 1}$	•
Concentración de la biomasa activa en el reactor	$X = \frac{Y(S_o - S) \theta_c}{1 + k_d \theta_c}$	$\bar{X} = Y$
Tiempo de residencia de purga	$\theta_w = \frac{K_m + S_o}{S_o (k_o - k_d) - k_d K_m}$	$\theta_w = \frac{(K_m + S_o) (1 + R - \theta R)}{S_o (k_o - k_d) - k_d K_m}$
Edad de lodos	$\theta_c = \frac{K_m + S}{S(k_o - k_d) - k_d K_m}$	$\theta_c^{-1} = (k_o - k_d) - \frac{K_m Y (1+R)}{\theta \bar{X}}$ $t_e = \frac{(S_o/S) + R}{1+R}$

(\*) Resolver las siguientes ecuaciones simultáneamente:

$$Q(1+R) dS + \frac{k_o X S}{Y (K_m + S)} dV = 0$$

$$Q(1+R) dX - \frac{k_o X S}{K_m + S} dV = 0$$

at:  $V = 0$        $S_f = \frac{S_o + R S_r}{1+R}$

y:  $X_f = \frac{X_o + R X_r}{1+R}$

continúa sig. hoja...

( 2 )

(\*\*)  $\bar{X}$  = Concentración promedio.

- 1 -

## IV. - EJERCICIO DE APLICACION.

Las aguas negras de una población van a tratarse en una -  
Planta de Lodos Activados, en su variante convencional, deseando re-  
ducirse una DBO<sub>5</sub> de 300 mg/lit en el influente a menos de 20 mg/lit, -  
de DBO soluble en el efluente; el gasto de diseño es de 10 000 m<sup>3</sup>/día.

- a). - Las constantes se determinan en el laboratorio. En caso de --  
aguas negras domésticas, pueden seleccionarse de los valores -  
incluidos en la tabla respectiva.

$$k_D = 0.45 \text{ hr}^{-1}; \quad K_m = 60 \frac{\text{mg DBO}_5}{\text{litro}}$$

$$Y = 0.60 \frac{\text{mg SSLM}}{\text{mg DBO}_5}; \quad k_d = 2.5 \times 10^{-3} \text{ hr}^{-1}$$

- b). - Selección del reactor.

Se elige un reactor completamente mezclado con recirculación.

- c). - Otros parámetros de diseño.

$$\frac{\text{DBO}_5}{\text{DBO}_L} = 0.7 \quad \text{y} \quad \frac{\text{SSVLM}}{\text{SSLM}} = 0.9$$

- 2 -

- d). - Selección de  $\Theta_c$  (Control por la edad de lodos),

$$\Theta_c = 5 \text{ días.}$$

- e). - Se necesitan estudios de laboratorio para verificar este valor.

- f). - Cálculo de S y V

$$S = \frac{K_m (1 + k_d \Theta_c)}{\Theta_c (k_D - k_d) - 1} = \frac{60 (1 + 2.5 \times 10^{-3} \times 24 \times 5)}{5 \times 24 (0.45 - 2.5 \times 10^{-3}) - 1} =$$

$$= 1.48 \text{ mg DBO}_5/\text{lt.}$$

Como este valor es menor que el de diseño, se tomará como -  
la demanda a la salida en las operaciones siguientes:

$$\text{Como } X = \frac{\Theta_c Y (S_0 - S)}{\Theta (1 + k_d \Theta)}$$

$$\text{y además: } \Theta = \frac{V}{Q}$$

$$V = \frac{\Theta_c Q Y (S_0 - S)}{X (1 + k_d \Theta_c)}; \quad \text{Si } X = 2500 \frac{\text{mg}}{\text{lt}}$$

$$V = \frac{5 \times 10\,000 \times 0.6 (300 \times 0.7 - 1.48)}{2500 (1 + 0.06 \times 5)} = 1\,924.8 \text{ m}^3$$

0.- Cálculo de  $\Theta$

$$\Theta = \frac{V}{Q} = \frac{1924.8}{10\ 000} \times 24 = 4.6 \text{ hr}$$

g).- Seleccionando la concentración de la recirculación (gua) = - - -

8 000 mg/l.

h).- Cálculo de R.

$$R = \frac{1 - \Theta/\Theta_c}{X_r/X - 1} = \frac{1 - \frac{4.6}{5 \times 24}}{\frac{8\ 000}{2\ 500} - 1}$$

$$R = 0.44$$

i).- Cálculo de  $\Theta_w$ .

$\Theta_w$  es el tiempo de residencia de purga de los microorganismos del reactor.

$$\Theta_w = \frac{(K_m + S_0) (1 + R - R)}{S_0 (k_d - k_d) - k_d K_m}$$

$$\text{Siendo: } \beta = \frac{X_R}{X}$$

Como  $S_0$ ,  $k_d$  y  $k$   $K_m$  son pequeñas: - - -

$$\Theta_w = \frac{(K_m + S_0) (1 + R - R)}{S_0 k_0}$$

$$= \frac{(60 + 210) (1 + 0.44 - \frac{8000}{2500} \times 0.44)}{210 \times 0.45}$$

$$= 0.09 \text{ hr}$$

Como  $\Theta > \Theta_w$ , no ocurrirá la purga de los microorganismos.

Es importante hacer mención que la purga no puede ocurrir en un reactor de mezcla completa si hay una concentración fija de biomasa en el gasto que entra al reactor.

j).- Cálculo del volumen del exceso de lodos.

j<sub>1</sub>).- Cálculo de  $Y_{obs}$ .

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + k_d \cdot \Theta_c} = \frac{0.6}{1 + 0.06 \times 5} = 0.46$$

j<sub>2</sub>).- Cálculo de  $P_x$

$$P_x = Y_{obs} Q (S_0 - S) (10^3)^{-1}$$

$$= 0.46 \times 10\ 000 (210 - 1.48) \frac{-1}{10^3}$$

$$= 203 \text{ Kg/día}$$

13). - Masa total basada en SST  $P_x (SS) = 203/0.9 = 225.7$   
Kg/día.

k). - Cálculo del gasto del exceso de lodos.

k1). - Para eliminación del tanque de aeración.

$$Q_w = \frac{V}{\Theta_c} = \frac{1924.8}{5} = 385 \frac{m^3}{día} = 4.45 \text{ lt/seg.}$$

k2). - Para eliminación de la recirculación.

$$Q_w = \frac{VX}{\Theta_c X_r} = \frac{1924.8 \times 2500}{5 \times 8000 \times 0.9} = 133.6 \frac{m^3}{día} = 1.54 \text{ lt/seg.}$$

En cualquiera de los dos casos el peso es el mismo.

D. - Cálculo de los requisitos de oxígeno.

1). - Masa de  $DOO_L$  utilizada.

$$= \frac{Q (S_0 - S) 10^{-3}}{0.7} = \frac{10\,000 (210 - 1.48)}{700} = 2979 \text{ Kg/día.}$$

307

12). - Requisitos de oxígeno.

$$\text{Kg } O_2/\text{día} = 2979 - 1.42 (203) = 2690 \frac{\text{Kg}}{\text{día}}$$

m). - Revisión de la relación F/M

$$\frac{F}{M} = \frac{S_0}{\Theta_c X} = \frac{210}{\frac{4.6}{24} \cdot 2500} = 0.43 \text{ días}^{-1}$$

Dentro de la recomendación.

n). - Potencia aproximada de un aerador superficial.

$$\text{Kg } O_2/\text{hr} = \frac{2979}{24} = 124 \frac{\text{Kg } O_2}{\text{hr}}$$

Los aeradores comerciales suministran de 1.2 a 2.4 Kg de  $O_2$ /HP-hr.

Para los siguientes datos:

Altura sobre el nivel del mar: 2240 m.

T = 20°C

$\beta = 1$

$C_L = 2 \text{ mg/lt.}$

$\alpha = 0.85$

$$N = N_0 \left[ \frac{C_w \text{ alt} - C_L}{9.17} \right] 1.024^{T-20}$$



- 7 -

$C_w \text{ alt} = 9 \times 0,74 = 6,7$  ( Puede obtenerse por la aplicación de la ley de HENRY ).

$$N = N_o \left[ \frac{6,7 - 2}{9,17} \right] = 0,85 = 0,44 N_o$$

Si la transferencia estándar N del aerador es  $\frac{2 \text{ Kg}}{\text{hr}} \frac{\text{O}_2}{\text{HP}}$

$$N = 0,44 \times 2 = 0,88 \frac{\text{Kg}}{\text{hr}} \frac{\text{O}_2}{\text{HP}}$$

Por tanto la potencia total de los aeradores será:

$$\frac{124}{0,88} = 140 \text{ HP}$$

Seleccionándose en un reactor cuadrado, 3 equipos de 50 HP -  
o 4 de 40 HP .

## V.- TRATAMIENTO AEROBICO DE LODOS.

### DISEÑO.

La digestión aeróbica es la estabilización bioquímica oxidativa de los lodos de las aguas negras, realizada en tanques abiertos o cerrados.

#### 1.- ANTECEDENTES.

Los primeros estudios datan del principio de la década de los cincuenta, indicando que los resultados con digestión aeróbica eran similares a los obtenidos con digestión anaeróbica, en cuanto a reducción de S.V. a partir de entonces y sobre todo en la década de los setenta, se ha incrementado notablemente el número de instalaciones de este tipo. Es interesante señalar que las bases para un diseño racional apenas han sido divulgadas recientemente.

#### 2.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

##### VENTAJAS:

- a). - Se produce un lodo biológicamente estable.
- b). - Este lodo no tiene olor, pudiendo disponerse fácilmente en el terreno.

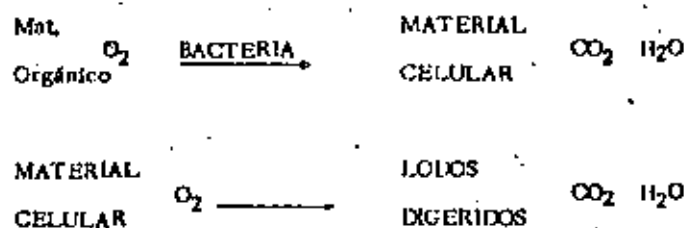
- c). - Debido a su simple construcción, los costos de construcción son menores que los de digestión anaeróbica.
- d). - Los lodos tienen facilidad para secarlos.
- e). - Se obtiene prácticamente el mismo % de reducción de S.V. que en la digestión anaeróbica.
- f). - El licor sobrenadante tiene mas bajo contenido de D.B.O. que el de la digestión anaeróbica. Comúnmente su valor es menor de 100 mg/lit. (base soluble).
- g). - Hay menos problemas de operación con digestión aeróbica que con anaeróbica debido a que el sistema es mas estable y tiene un mínimo de equipo. Por tanto se requieren mas bajos costos y mano de obra menos calificada.
- h). - Los lodos digerido aeróbicamente tienen mayor poder fertilizante que los anaeróbicos.

#### DESVENTAJAS:

- a). - Mayor consumo de energía. Se vuelve más importante en plantas grandes.
- b). - La eficiencia de reducción de sólidos varía con fluctuaciones de temperatura.
- c). - El espesamiento de los lodos digeridos producen un sobrenadante alto en concentración de sólidos.

- d). - Algunos lodos aparentemente no se secan facilmente por filtros de vacío.

### 3. - MICROBIOLOGIA.



(Respiración endógena)

### 4. - VARIANTES DEL PROCESO.

#### a). - OPERACION SEMI-INTERMITENTE.

Apropiado para utilizarse en plantas pequeñas y medianas. Se requieren dos unidades. Se inicia el llenado en una unidad con el equipo de aeración funcionando continuamente hasta que se llena. Se continua por dos o tres semanas hasta asegurar que el lodo se ha estabilizado totalmente; mientras se inicia el llenado de la otra unidad. Al final del periodo indicado se suspende la aeración y se deja sedimentar. El líquido sobrenadante clarifi-

-cado se regresa al proceso y los lodos se remueven con una concentración del 2 al 4%, dejando una pequeña cantidad como siembra microbiana para el ciclo siguiente.

Algunos diseños incluyendo zonas de aquietamiento dentro de los digestores para hacer más continua la operación. Los resultados indican que esta medida no es efectiva.

#### b). - OPERACION CONTINUA.

Un diseño de digestión aeróbica continua es similar al de lodos activados.

El aerador opera a nivel fijo; enviándose el lodo excedente al separador.

#### c). - OPERACION AUTO TÉRMICA.

En este proceso, el lodo de los clarificadores se espesa para alimentarlos al digestor a una concentración mayor del 4%. El calor liberado en la degradación biológica de los sólidos orgánicos es suficiente para elevar la temperatura en el digestor a

mas o menos 60 °C. Con esto se obtienen algunas ventajas como una alta tasa de destrucción de sólidos orgánicos, requiriéndose menor volumen, producción de un lodo pasteurizado, destrucción de todas las semillas, 30 a 40% menos de oxígeno que en los otros procesos y una mejor separación del sobrenadante. Como desventajas se citan la incorporación de un espesador, requisitos mayores de mezclado, aereación extremadamente eficiente y el aislamiento térmico de los tanques.

### 5. - DISEÑO.

#### a). - Temperatura.

Para mejorar la eficiencia del tratamiento se buscará que el diseño contemple un mínimo de cambios de temperatura, construyendo los tanques de concreto, preferentemente enterrados y usando aereación sub-superficial.

#### b). - Reducción de Sólidos.

El mayor objetivo de la digestión aerobia es reducir la masa de sólido para su disposición.

El cambio de sólidos volátiles biodegradables puede representar

se.

$$\frac{dM}{dt} = -K_d M$$

- $k_d$  = Constante de reacción (tiempo<sup>-1</sup>).
- $M$  = Concentración de sólidos volátiles biodegradables que permanecen el tiempo  $t$  en el digestor.
- $t$  = Es la edad del lodo o tiempo de residencia de los sólidos.

c). - Requisitos de oxígeno.

Sistemas mesofílicos : 2 kg. de oxígeno para oxidar 1 kg. de masa celular.

Sistemas auto-térmicos, con temperatura mayor de 45° : 1.45.

d). - Mezcla.

Se requiere mezcla en un digestor aeróbico para mantener los sólidos en suspensión e inducir el movimiento del líquido desoxigenado hacia el aerador.

Este aspecto se puede estimar de las gráficas anexas, emplear de 13 a 106 kw/1000 m<sup>3</sup>.

e). - Reducción de pH.

La reducción de pH y alcalinidad es causada por la formación de ácidos que ocurre durante la nitrificación. Aunque en un tiempo se consideró esto inhibidor del proceso, los resultados indican.

que el sistema se aclimatará y trabajará bien a pH bajos.

f). - Secado de lodos.

El secado mecánico de lodos digeridos aeróbicamente es muy difícil; recomendando el uso de sistemas de secado al aire.

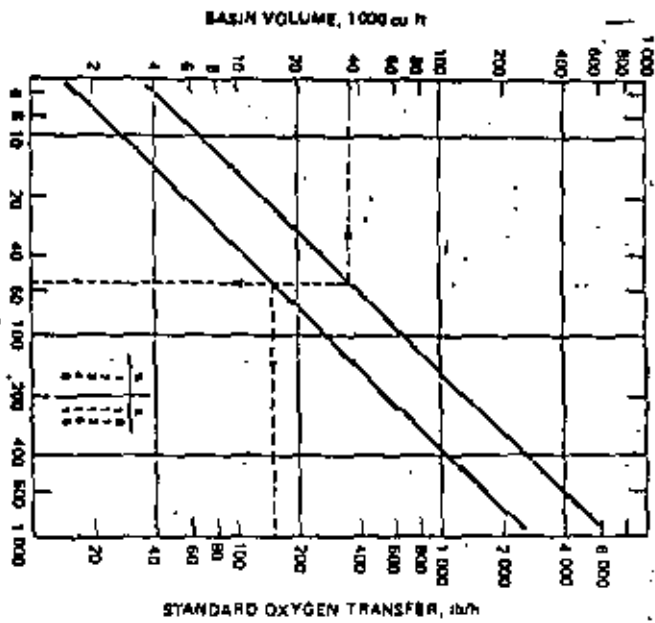
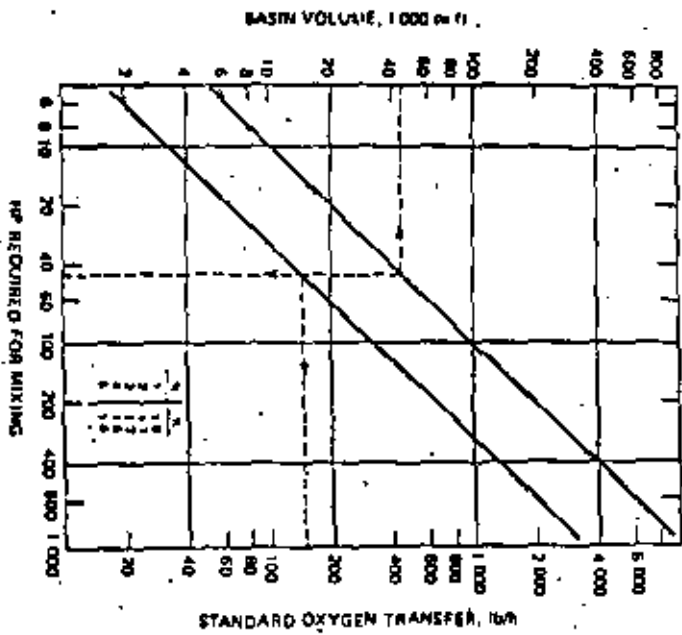
## 6. - FUNCIONAMIENTO.

a). - Reducción total de sólidos volátiles para lodos de aguas negras municipales se obtienen reducciones del 40 al 50 %.

b). - Calidad del sobrenadante.

El sobrenadante, que se regresa al proceso tiene aproximadamente las siguientes características.

pH	5.7 - 6.0 (6.8)
Turbiedad (UTU)	120
NO <sub>3</sub> (N) mg/lit	30 - 40
DBO <sub>5</sub> mg/lit	5 - 350 (5-50)
Sólidos Suspendedos	9 - 800 (6-300)



40

AEROMIC SLUDGE DIRECTION

41

0

## CALCULO DE UN DIGESTOR AEROBIO.

### 1.- TIPO DE OPERACION

En virtud de que en el diseño de la digestión aerobia influye el tipo de operación, se ha seleccionado entre los tres posibles, el de operación convencional CONTINUA, por el tamaño de la instalación y la facilidad de realizarla.

Este tipo de operación es similar a un proceso de lodos activados. Los lodos primarios se conducen directamente de los clarificadores a los digestores aerobios, que operan a nivel fijo, recolectándose por derrame del lodo digerido, que se conduce a unos tanques SEPARADORES.

Los lodos concentrados y estabilizados se recirculan a los digestores o se remueven del proceso para su secado o disposición final.

### 2.- DESCRIPCION DE LAS UNIDADES Y EQUIPOS

Se aprovecharán los mismos tanques construidos para la digestión anaerobia, cuyo número es 4.

Son de sección circular de 30 m de diámetro y llenen su sección vertical cilíndrica en la parte superior y otra tronco-cónica en la inferior.

En cada digestor se instalará un aerador de alta velocidad montado sobre flotadores, tanto para el suministro de oxígeno, como para mantener en suspensión los sólidos.

Cada dos digestores se alimentarán por un sedimentador primario y tendrán un tanque separador y una sala de control de la digestión. Los lodos escurrirán de las primarios a los digestores por gravedad.

La recolección de lodos, de los digestores se hará por medio de una canaleta perimetral que terminará en una caja, de donde por medio de tuberías se conducirán a los tanques separadores por gravedad.

Los tanques separadores, de 7 m. de diámetro y sección circular, con un cuerpo cilíndrico superior y otro tronco-cónico inferior, se colocarán en medio de cada dos digestores.

Los separadores tendrán una canaleta perimetral para coleccionar el licor sobrenadante que se enviará a la sala de control, en donde por medio de bombeo se regresará a la caja de distribución del influente.

Del fondo de los separadores se extraerá el lodo concentrado, conduciéndose a la sala de control, de donde se podrá recircular a los digestores o extraerse del proceso para su secado en las

centrífugas o disposición final por medio de pipas.

Para el bombeo del licor sobrenadante se instalarán dos bombas en cada sala de control y para la recirculación o extracción de los lodos concentrados se contará con dos equipos de bombeo en cada sala.

Queda como opcional la instalación de equipos de medición del gasto en las tuberías de alimentación a cada digestor, colocándose después de las válvulas en la sala de control.

### 3.- CONSIDERACIONES PARA EL CALCULO DE LA DIGESTION AEROBIA

El cálculo se basa en las siguientes consideraciones:

#### a) Producción de lodos:

Primarios:  $140 \text{ Kg}/1000 \text{ m}^3$

Exceso de lodos activados:  $\frac{85}{225 \text{ Kg}/1000 \text{ m}^3}$

Por tanto para:  $86 \text{ } 400 \text{ m}^3/\text{día}$

Producción diaria:  $225 \times 86,4 = 19 \text{ } 440 \text{ Kg}$

#### b) Sólidos volátiles:

65% de los lodos primarios

75% de los lodos activados

Por tanto:

$140 \times .65 \times 86,4 = 7 \text{ } 862,4$

$85 \times .72 \times 86,4 = 5 \text{ } 287,6$

Total de sólidos volátiles:  $13 \text{ } 150,0 \text{ Kg}/\text{día}$

#### c) Reducción de Sólidos volátiles:

En la digestión el valor común es 40%

$13 \text{ } 150 \times 0,4 = 5 \text{ } 260 \text{ Kg}/\text{día}$

### 4.- CALCULO DEL VOLUMEN DE LOS DIGESTORES.

De acuerdo con METCALF AND EDDY, el volumen se calculará sobre un tiempo de retención de 15 a 20 días para digestores que tratan lodos primarios mas el exceso de lodos activados.

Considerando una concentración del 4 % en los lodos extraídos de los sedimentadores primarios:

Volumen de lodos:  $\frac{19 \text{ } 440 \text{ Kg}}{40 \text{ Kg}/\text{m}^3} = 486 \text{ m}^3/\text{día}$

Por tanto, para 15 días de retención

$486 \times 15 = 7 \text{ } 290 \text{ m}^3$

El volumen disponible en los cuatro digestores, considerando un bordo

libre de 0.90 es de :

$7 \text{ } 900,8 \text{ m}^3$

Con lo cual se tendrán:

$\frac{7 \text{ } 900,8}{486} = 16,3 \text{ días}$

### 5.- REQUISITOS DE OXIGENO :

El valor utilizado para calcular los requisitos de oxígeno es de 2 Kg por Kg. de sólidos volátiles destruidos.

$$\text{Kg. de } O_2/\text{dia} = 5\,260 \times 2 = 10\,520$$

$$\text{Kg. de } O_2/\text{libra}/\text{digestor} = 109.58$$

### 6.- CORRECCION PARA AJUSTAR LA TRANSFERENCIA A CONDICIONES DE CAMPO.

Aplicando:

$$N = N_0 \frac{C - C_L}{9.17} \cdot 1.024^{T-20}$$

- N Kg de  $O_2$ /HP transferido en condiciones de campo
- $N_0$  Kg de  $O_2$ /HP transferido en el agua a  $20^\circ\text{C}$  y cero oxígeno disuelto.
- $\beta$  Factor de corrección salinidad -  
Tensión superficial ( 0.95 a 1.0 )
- C Concentración de saturación para las condiciones de campo, mg/lit
- $C_L$  Concentración de oxígeno disuelta en los digestores. (mg/lit)
- T Temperatura  $^\circ\text{C}$
- $\alpha$  Factor de corrección de transferencia de oxígeno para el lodo,  
aproximadamente igual a 0.85

$$N_0 = 109.58 \left[ \frac{9.17}{7.2 - 0.5} \right] \frac{1.024^2}{0.85}$$

$$= 109.58 \times 1.69 = 185 \text{ Kg } O_2/\text{hr.}$$

Para  $T = 18^\circ\text{C}$ , C para las condiciones del Lago igual a 7.2 y  $C_L = 0.5$ .

$$C_L = 0.5$$

para el suministro del oxígeno se necesitará un aerador superficial con potencia entre 125 y 150 HP, con las siguientes transferencias.

$$\frac{185.01}{125} = 1.48 \text{ Kg de } O_2/\text{hr} \times \text{HP}$$

$$\frac{185.01}{150} = 1.23 \text{ Kg de } O_2/\text{hr} \times \text{HP}$$

### 7.- REVISION DE LAS CONDICIONES DE MEZCLA.

a) Utilizando aeradores de alta velocidad:

Con 125 Hp, se puede mantener una mezcla completa en un digestor de  $1\,850 \text{ m}^3$  con un contenido de sólidos del 3%.

Con 150 HP, el volumen del digestor que puede mantenerse completamente mezclado es de  $2\,177 \text{ m}^3$ .

b) Utilizando aeradores de baja velocidad:

Con 125 HP, el volumen del digestor es de  $2\,830 \text{ m}^3$ .

Con 150 HP, el volumen del digestor resulta de  $3\,483 \text{ m}^3$ .

### 8.- CALCULO DEL SEPARADOR DE LODOS.

El diseño de un separador de lodos en digestión aerobia se basa en una carga superficial menor de  $8.16 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$  ( 200 gal/dia x pie<sup>2</sup> ).



Para un gasto de  $243 \text{ m}^3/\text{día}$ , se requiere un tanque de 7 m. de diámetro con una carga superficial de  $6.32 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{día}$ . El fondo del tanque será atorado, proporcionándose un ángulo de  $30^\circ$ .

### 9. RECIRCULACIÓN DE LODOS Y DISPOSICIÓN DEL SOBRENADANTE

Por balance de masas en el separador se obtiene:

$$(R + Q_i) X = (R + Q_w) X_u + Q_d X_e$$

Siendo:

R, Volumen de recirculación  $\text{m}^3/\text{día}$

$Q_i$ , Volumen de lodos entrantes  $\text{m}^3/\text{día}$

X, Sólidos suspendidos en el digestor  $\text{mg}/\text{lt}$ .

$Q_w$ , Lodo digerido a secado o disposición final  $\text{m}^3/\text{día}$

$X_u$ , Concentración del lodo extraído del separador  $\text{mg}/\text{lt}$

$Q_d$ , Volumen del licor sobrenadante  $\text{m}^3/\text{día}$

$X_e$ , Sólidos suspendidos en el licor sobrenadante.

Desarrollando:

$$RX + Q_i X = RX_u + Q_w X_u + Q_d X_e$$

$$\text{Pero } Q_w X_u + Q_d X_e = \frac{XV}{E.L.}$$

Siendo:

V = Volumen de digestión y

E.L. = Edad del lodo.

Para 40% de reducción de sólidos suspendidos, se requieren 475 días - grados.

Si consideramos una temperatura mínima del lodo de  $15^\circ \text{C}$

$$E.L. = \frac{475}{15} = 31.7 \text{ días}$$

Despejando a  $X_u$ , para una R de  $518.4 \text{ m}^3/\text{día}$  (6 lt/seg)

$$X_u = \frac{X \left( Q_i + R - \frac{V}{E.L.} \right)}{R}$$

Si  $X = 40\,000 \text{ mg}/\text{lt}$  (4%)

$$X_u = \frac{40\,000 \left( 243 + 518.4 - \frac{3\,955}{31.7} \right)}{518.4} = 49\,120 \text{ mg}/\text{lt}$$

Con este valor obtenemos el volumen de lodos a secarse o disponerse y el volumen del licor sobrenadante.

Llamando  $f$  a la fracción del influente del digestor retenida y  $1-f$  a la fracción que sale como sobrenadante:

$$f = \frac{X_i}{X_u} \times \text{fracción de sólidos no destruida}$$

$X_i$ , concentración de S.S en los lodos entrantes.

$$\text{Fracción de sólidos no destruidos} = \frac{19\ 440 - 5\ 260}{19\ 440} = 0.73$$

Por tanto el  $X_i = 40\ 000$

$$f = \frac{40\ 000}{49\ 120} \times 0.73 = 0.59$$

Luego de los  $243\ \text{m}^3/\text{día}$ , se extraerán  $144.3\ \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$ , y se obtendrá un volumen de licor sobrenadante de  $100\ \text{m}^3/\text{día}$  en cada sección de  $0.5\ \text{m}^3/\text{seg}$ .

Con los valores obtenidos se puede hacer el ajuste de la recirculación, obteniéndose un valor de  $f = 0.55$  y  $1-f = 0.45$

Por tanto la capacidad de las bombas del licor sobrenadante ( $5\ \text{l}/\text{seg}$ ) se eligió para tener flexibilidad de operación intermitente, bombeando solo durante un turno.

#### 10.- TUBERIAS.

En la elección del diámetro de las tuberías de conducción de las diferentes etapas de proceso, rige la recomendación de diámetro mínima.

VL - AEROBIC DIGESTION (E. P. A)

### 6.3 Aerobic Digestion

Aerobic digestion is the biochemical oxidative stabilization of wastewater sludge in open or closed tanks that are separate from the liquid process system.

#### 6.3.1 Process Description

##### 6.3.1.1 History

Studies on aerobic digestion of municipal wastewater sludge have been conducted since the early 1950's (175,176). Early studies (177,178) indicated that aerobic digestion performed as well as, if not better than, anaerobic digestion in reducing volatile solids in sludge. Aerobic digestion processes were economical to construct, had fewer operating problems than anaerobic processes, and produced a digested sludge that drained well. By 1963, at least one major equipment supplier (179) had approximately 130 installations in plants with flow from 10,000 to 100,000 gallons per day (37.8 to 378 m<sup>3</sup>/day). By the late 1960's and early 1970's, consulting engineers across the country were specifying aerobic digestion facilities for many of the plants they were designing.

##### 6.3.1.2 Current Status

As of early 1979, numerous plants use aerobic digestion, and several of them are quite large (11). Because of significant improvements in design and control of anaerobic processes, coupled with the significant mid-1970 jump in energy costs, the continued use of aerobic digestion, except in the small facility, is much in doubt.

##### 6.3.1.3 Applicability

Although numerous lab and pilot-scale studies have been conducted on a variety of municipal wastewater sludges, very few documented, full-scale studies have been reported in the literature. Table 6-21 lists some of these aerobic digestion studies and provides information on the type of sludge studied, temperature of digestion, scale of study, and literature reference.

##### 6.3.1.4 Advantages and Disadvantages

Various advantages have been claimed (66,197) for aerobic digestion over other stabilization techniques, particularly anaerobic digestion. Based on all current knowledge, the following advantages can be cited for properly designed and operated aerobic digestion processes:

- Have capital costs generally lower than for anaerobic systems for plants under 5 MGD (220 l/s) (170).
- Are relatively easy to operate compared to anaerobic systems.

- Do not generate nuisance odors (199,200).
- Will produce a supernatant low in BOD<sub>5</sub>, suspended solids, and ammonia nitrogen (199,200).
- Reduce the quantity of grease or hexane solubles in the sludge mass.
- Reduce the number of pathogens to a low level under normal design. Under auto-heated design, many systems provide 100 percent pathogen destruction (187).

TABLE 6-21

SELECTED AEROBIC DIGESTION STUDIES ON VARIOUS MUNICIPAL WASTEWATER SLUDGES

Sludge type	Studies under 10 <sup>3</sup> l <sup>3</sup>	Studies between 10 <sup>3</sup> - 10 <sup>6</sup> l <sup>3</sup>	Studies over 10 <sup>6</sup> l <sup>3</sup>
Primary sludge	104	101, (182) <sup>a</sup>	101, 100
Primary sludge plus waste-activated sludge	107	107	(183) (186) (187)
lime		100	
iron		105	
alum		105, (190)	
waste-activated + iron		100	
trickling filter		101	
waste paper		103	
Contact stabilization sludge	192	107, 107, (199)	
Contact stabilization sludge plus iron		(190)	
alum		(190), (194)	
Waste-activated sludge		105	
Trickling filter sludge		101, 106	

<sup>a</sup> Indicates full-scale study results.

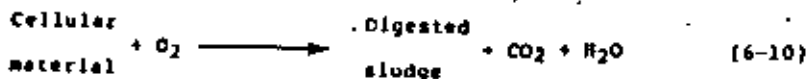
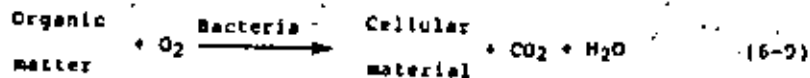
As with any process, there are also certain disadvantages. In aerobic digestion processes, the disadvantages are:

- Usually produce a digested sludge with very poor mechanical dewatering characteristics.
- Have high power costs to supply oxygen, even for very small plants.
- Are significantly influenced in performance by temperature, location, and type of tank material.

##### 6.3.1.5 Microbiology

Aerobic digestion of municipal wastewater sludges is based on the principle that, when there is inadequate external substrate available, microorganisms metabolize their own cellular mass. In

actual operation, aerobic digestion involves the direct oxidation of any biodegradable matter and the oxidation of microbial cellular material by organisms. These two steps are illustrated by the following reactions:



The process described by Equation 6-10 is referred to as "endogenous respiration"; this is normally the predominant reaction in aerobic digestion.

### 6.3.2 Process Variations

#### 6.3.2.1 Conventional Semi-Batch Operation

Originally, aerobic digestion was designed as a semi-batch process, and this concept is still functional at many facilities. Solids are pumped directly from the clarifiers into the aerobic digester. The time required for filling the digester depends on available tank volume, volume of waste sludge, precipitation, and evaporation. During the filling operation, sludge undergoing digestion is continually aerated. When the tank is full, aeration continues for two to three weeks to assure that the solids are thoroughly stabilized. Aeration is then discontinued and the stabilized solids settled. Clarified liquid is decanted, and the thickened solids are removed at a concentration of between two and four percent. When a sufficient amount of stabilized sludge and/or supernatant have been removed, the cycle is repeated. Between cycles, it is customary to leave some stabilized sludge in the aerator to provide the necessary microbial population for degrading the wastewater solids. The aeration device need not operate for several days, provided no raw sludge is added.

Many engineers have tried to make the semi-batch process more continuous by installing stilling wells to act as clarifiers in part of the digester. This has not proven effective (200-202).

#### 6.3.2.2 Conventional Continuous Operation

The conventional continuous aerobic digestion process closely resembles the activated sludge process as shown on (Figure 6-36). As in the semi-batch process, solids are pumped directly from

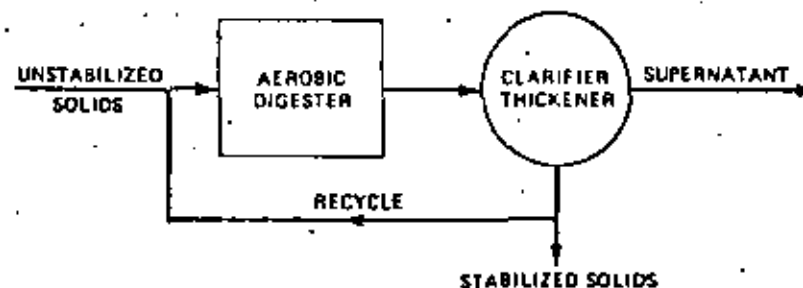


FIGURE 6-35

PROCESS FLOW DIAGRAM FOR A CONVENTIONAL CONTINUOUSLY OPERATED AEROBIC DIGESTER

clarifiers into the aerobic digester. The aerator operates at a fixed level, with the overflow going to a solids-liquid separator. Thickened and stabilized solids are either recycled back to the digestion tank or removed for further processing.

#### 6.3.2.3 Auto-Heated Mode of Operation

A new concept that is receiving considerable attention in the United States is the auto-heated thermophilic aerobic digestion process (187,203). In this process, sludge from the clarifiers is usually thickened to provide a digester feed solids concentration of greater than four percent. The heat liberated in the biological degradation of the organic solids is sufficient to raise the liquid temperature in the digester to as high as 140°F (60°C) (187). Advantages claimed for this mode of operation are higher rates of organic solids destruction, hence smaller volume requirements; production of a pasteurized sludge; destruction of all weed seeds; 30 to 40 percent less oxygen requirement than for the mesophilic process, since few, if any, nitrifying bacteria exist in this temperature range; and improved solids-liquid separation through decreased liquid viscosity (187,203,204).

Disadvantages cited for this process are that it must incorporate a thickening operation, that mixing requirements are higher because of the higher solids content, and that non-oxygen aerated systems require extremely efficient aeration and insulated tanks.

### 6.3.3 Design Considerations

#### 6.3.3.1 Temperature

Since the majority of aerobic digesters are open tanks, digester liquid temperatures are dependent on weather conditions and can fluctuate extensively. As with all biological systems, lower temperatures retard the process while higher temperatures speed it up. Table 6-21 lists studies on aerobic digestion of municipal sludges as a function of liquid temperature. When considering temperature effects in system design, one should design a system to minimize heat losses by using concrete instead of steel tanks, placing the tanks below rather than above grade, and using sub-surface instead of surface aeration. Design should allow for the necessary degree of sludge stabilization at the lowest expected liquid operating temperature, and should meet maximum oxygen requirements at the maximum expected liquid operating temperature.

#### 6.3.3.2 Solids Reduction

A major objective of aerobic digestion is to reduce the mass of solids for disposal. This reduction is assumed to take place only with the biodegradable content of the sludge, though some studies (205,206) have shown that there may be destruction of the non-organics as well. In this discussion, solids reduction will pertain only to the biodegradable content of the sludge.

The change in biodegradable volatile solids can be represented by a first order biochemical reaction:

$$\frac{dM}{dt} = -K_d M \quad (6-11)$$

where:

$\frac{dM}{dt}$  = rate of change of biodegradable volatile solids per unit of time - ( $\Delta$  Mass/time)

$K_d$  = reaction rate constant - (time<sup>-1</sup>)

$M$  = concentration of biodegradable volatile solids remaining at time  $t$  in the aerobic digester - (mass/volume).

The time  $t$  in Equation 6-11 is actually the sludge age or solids residence time in the aerobic digester. Depending on how the aerobic digester is being operated, time  $t$  can be equal to or

considerably greater than the theoretical hydraulic residence time. The reaction rate term  $K_d$  is a function of sludge type, temperature, and solids concentration. It is a pseudoconstant, since the term's value is the average result of many influences. Figure 6-37 shows a plot of various reported  $K_d$  values as a function of the digestion temperature. The data shown are for several different types of waste sludge, which partially explains the scatter. Furthermore, there has been no adjustment in the value of  $K_d$  for sludge age. At this time, not enough data are available to allow segregation of  $K_d$  by sludge type; therefore, the line drawn through the data points represents an overall average  $K_d$  value. Little research has been conducted on the effect of solids concentration on reaction rate  $K_d$ . The results of one study with waste-activated sludge at a temperature of 68°F (20°C) are shown on Figure 6-38, which indicates that  $K_d$  decreases with increasing solids concentration.

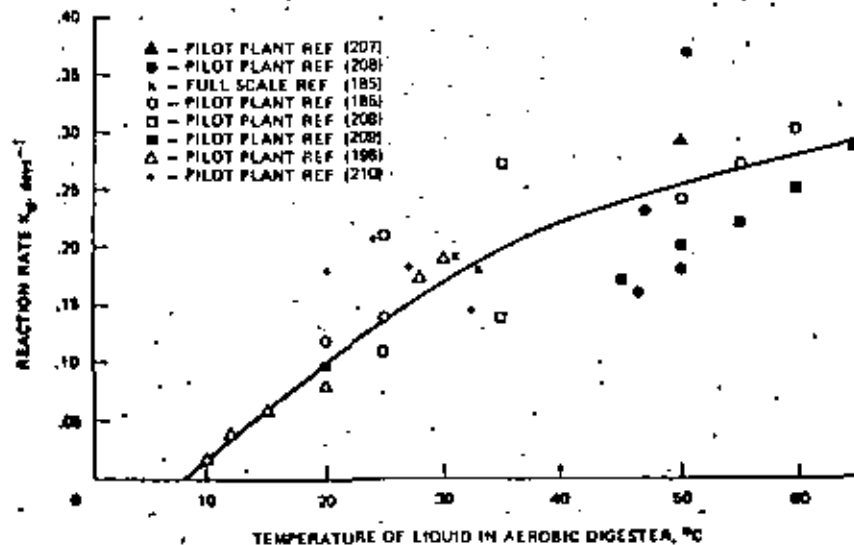


FIGURE 6-37  
REACTION RATE  $K_d$  VERSUS AEROBIC DIGESTER  
LIQUID TEMPERATURES

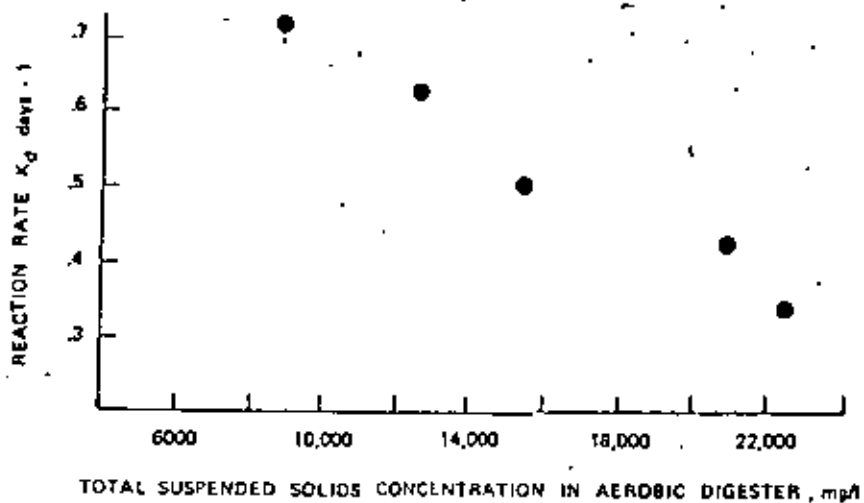
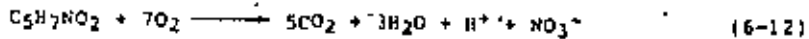


FIGURE 6-38

EFFECT OF SOLIDS CONCENTRATION ON REACTION RATE  $K_d$  (194)

6.3.3.3 Oxygen Requirements

Activated sludge biomass is most often represented by the empirical equation  $C_5H_7NO_2$ . Under the prolonged periods of aeration typical of the aerobic digestion process, Equation 6-10 can be written as follows:



Hypothetically, this equation indicates that 1.98 pounds (0.898 kg) of oxygen are required to oxidize one pound (0.45 kg) of cell mass. From pilot and full-scale studies, however, the pounds of oxygen required to degrade a pound of volatile solids were found to be 1.74 to 2.07 (0.789 to 0.939 kg). For mesophilic systems, a design value of 2.0 is recommended. For auto-thermal systems, which have temperatures above 111°F (45°C), nitrification does not occur and a value of 1.45 is recommended (187,203,204).

The actual specific oxygen utilization rate, pounds oxygen per 1,000 pounds volatile solids per hour, is a function of total sludge age and liquid temperature (192,199,205). In one study, Ahlberg and Boyko (199) visited several operating installations and developed the relationship shown on Figure 6-39. Specific oxygen utilization is seen to decrease with increase in sludge age and decrease in digestion temperature.

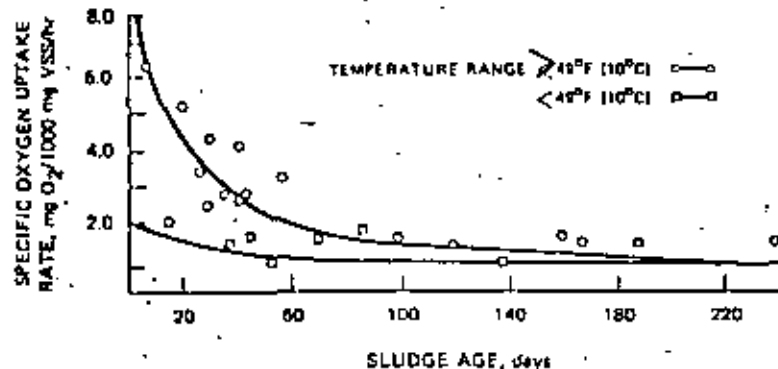


FIGURE 6-39

INFLUENCE OF SLUDGE AGE AND LIQUID TEMPERATURES ON THE OXYGEN UPTAKE RATES IN AEROBIC DIGESTERS (199)

Field studies have also indicated that a minimum value of 1.0 mg of oxygen per liter should be maintained in the digester at all times (199).

6.3.3.4 Mixing

Mixing is required in an aerobic digester to keep solids in suspension and to bring deoxygenated liquid continuously to the aeration device. Whichever of these two requirements needs the most mixing energy controls the design.

No published studies are available on field evaluation of horsepower requirements to maintain various levels of solids in suspension within aerobic digesters. According to past experience, levels ranging from 0.5 to 4.0 horsepower per 1,000 cubic feet of tank volume (13 to 106 Kw/1,000 m<sup>3</sup>) were satisfactory. Designers should consult an experienced aeration equipment manufacturer for assistance in design.

Based on an analysis of over 15 years of data on the effect of tank geometry on mixing (211) charts have been developed that calculate the optimum energy requirements to meet oxygen needs of

the process for a particular tank geometry. Figure 6-40 shows the chart developed by Envirox Incorporated for low speed mechanical aerators in noncircular basins. The use of this chart is explained in the design example in Section 6.3.5.

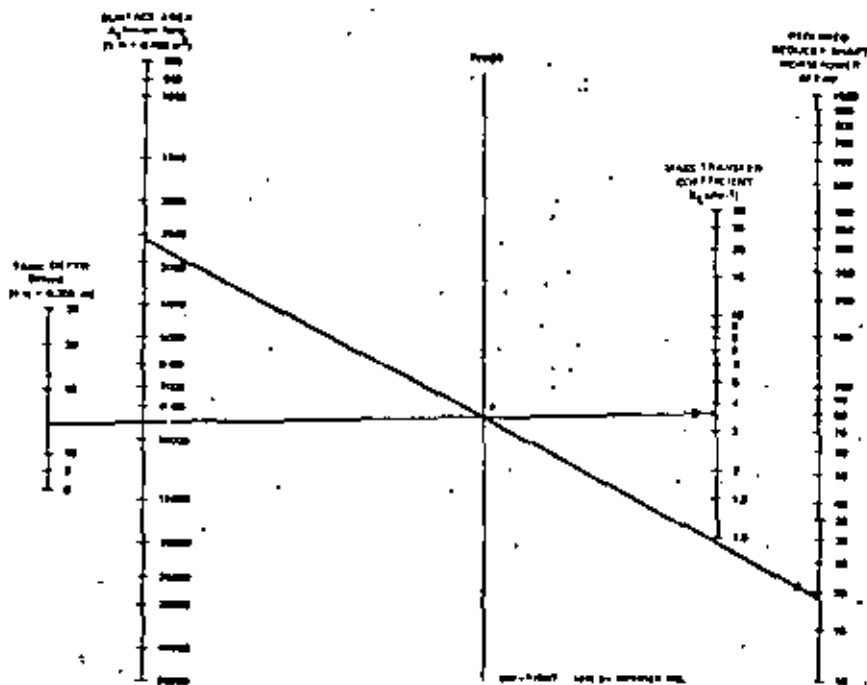


FIGURE 6-40

DESIGN CHART FOR LOW SPEED MECHANICAL AERATORS IN NON-CIRCULAR AERATION BASINS TO CALCULATE ENERGY REQUIREMENTS FOR MEETING OXYGEN REQUIREMENTS

### 6.3.3.5 pH Reduction

The effect of increasing detention time on pH of sludge in the aerobic digester during mesophilic temperature range operation is shown on Figure 6-41.

The drop in pH and alkalinity is caused by acid formation that occurs during nitrification. Although at one time the low pH was considered inhibitory to the process, it has been shown that the

system will acclimate and perform just as well at the lower pH values (186,192,213). It should be noted that if nitrification does not take place, pH will drop little if at all. This could happen at low liquid temperatures and short sludge ages or in thermophilic operation (201). Nitrifying bacteria are sensitive to heat and do not survive in temperatures over 113°F (45°C) (214).

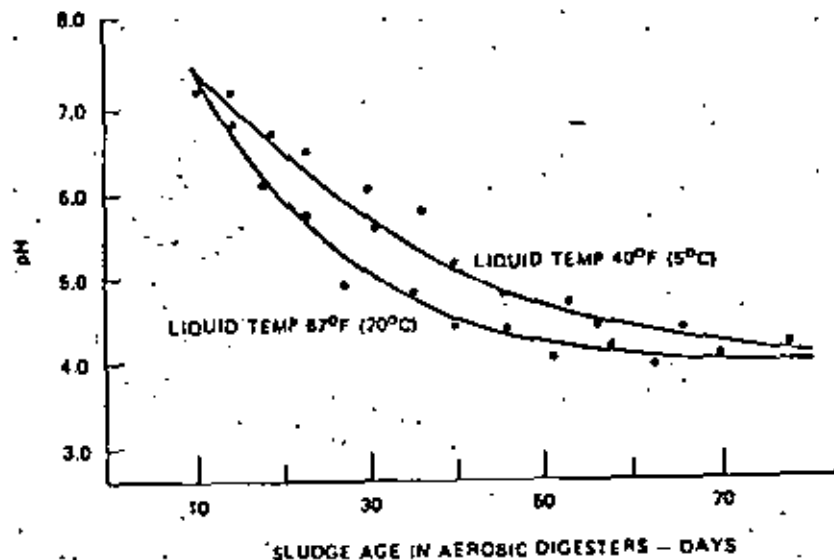


FIGURE 6-41

EFFECT OF SLUDGE AGE ON pH DURING AEROBIC DIGESTION

### 6.3.3.6 Dewatering

Although there are published reports of excellent operating systems (193) much of the literature on full-scale operations has indicated that mechanical dewatering of aerobically digested sludge is very difficult (182,189,215). Furthermore, in most recent investigations, it is agreed that the dewatering properties of aerobically digested sludge deteriorate with increasing sludge age (181,11,189,216). Unless pilot plant data indicate otherwise, it is recommended that conservative criteria be used for designing mechanical sludge dewatering facilities for aerobically digested sludge. As an example, a designer would probably consider designing a rotary vacuum filter for a

production rate of 1.5 pounds of dry solids per square foot per hour (7.4 kg/m<sup>2</sup>/hr); a cake solids concentration of 16 percent, with a FeCl<sub>3</sub> dose of 140 pounds (63.5 kg), and a lime dose (CaO) of 240 pounds (109 kg). This assumes an aerobic solids concentration of 2.5 percent solids. For more detailed information on results of various types of dewatering systems, see Chapter 9.

### 6.3.4 Process Performance

#### 6.3.4.1 Total Volatile Solids Reduction

Solids destruction has been shown to be primarily a direct function of both basin liquid temperature and the length of time during which the sludge was in the digester. Figure 6-42 is a plot of volatile solids reduction versus the parameter degree-days. Data were taken from both pilot and full-scale studies on several types of municipal wastewater sludges. Figure 6-42 indicates that, for these sludges, volatile solids reductions of 40 to 50 percent are obtainable under normal aeration conditions.

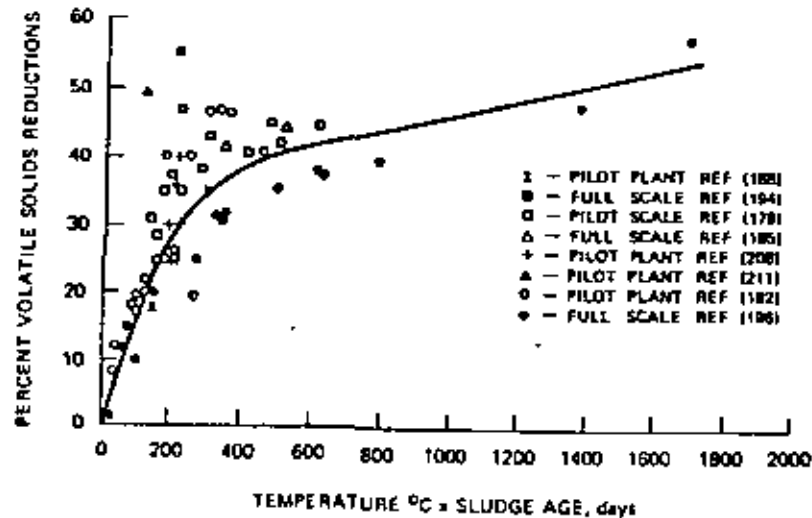


FIGURE 6-42

VOLATILE SOLIDS REDUCTION AS A FUNCTION OF DIGESTER LIQUID TEMPERATURE AND DIGESTER SLUDGE AGE

#### 6.3.4.2 Supernatant Quality

The supernatant from aerobic digesters is normally returned to the head end of the treatment plant. Table 6-22 gives supernatant characteristics from several full-scale facilities operating in the mesophilic temperature range. Table 6-23 summarizes the current design criteria for aerobic digesters.

TABLE 6-22

#### CHARACTERISTICS OF MESOPHILIC AEROBIC DIGESTER SUPERNATANT

	Reference 134 <sup>a</sup>	Reference 135 <sup>b</sup>	Reference 131 <sup>c</sup>
Turbidity - JTU	170	-	-
NO <sub>3</sub> -N - mg/l	65	-	30
TSS - mg/l	115	1.9-1,350	-
CO <sub>2</sub> - mg/l	700	24-25,500	-
PO <sub>4</sub> -P - mg/l	70	2.1-9.10	35
Pilosebacin - mg/l	-	0.8-178	-
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> - mg/l	50	3-6,350	2-3
Filtered SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> - mg/l	-	3-200	-
Suspended solids - mg/l	305	9-41,000	6-8
Alkalinity - mg/l CaCO <sub>3</sub>	-	-	150
SO <sub>4</sub> - mg/l	-	-	70
Silica - mg/l	-	-	30
pH	6.8	5.7-8.0	6.8

<sup>a</sup>Average of 7 months of data.

<sup>b</sup>Range taken from 7 operating facilities.

<sup>c</sup>Average values.

#### 6.3.5 Design Example

##### Given

Using the information provided in Chapter 4, a design engineer has determined that the following quantities of sludge will be produced at a 0.5-MGD (22 l/s) contact stabilization plant:

Total daily solids generation	1,262 pounds (572 kg)
Amount due to chemical sludge	0
Amount that will be volatile	985 pounds (447 kg)
Amount that will be non-volatile	277 pounds (125 kg)

In addition, the designer has the following information:

- Estimated minimum liquid temperature (winter) in digester is 50°F (10°C).
- Estimated maximum liquid temperature (summer) in digester is 77°F (25°C).



- System must achieve greater than 40 percent volatile solids reduction during the winter.
- A minimum of two continuously operated tanks are required (see Figure 6-36). (This is a state requirement for plants under 1 MGD [44 l/s]).
- Expected waste sludge solids concentration to the aerobic digester is 8,000 mg/l.
- Expected thickened solids concentration for the stabilized sludge is three percent (30,000 mg/l), based on designer's experience.

TABLE 6-21

## SUMMARY OF CURRENT AEROBIC DIGESTER DESIGN CRITERIA

	Days	Liquid Temperature
Solids residence time required to achieve 40 percent volatile solids reduction	108	40°F
	11	60°F
33 percent volatile solids reduction	19	50°F
	386	60°F
	109	68°F
	14	86°F
Oxygen requirements	1.5 pounds of oxygen per pound of volatile solids destroyed when liquid temperature 111°F or less	
	1.45 pounds of oxygen per pound of volatile solids destroyed when liquid temperature greater than 111°F	
Oxygen residual	1.0 mg/l of oxygen at worst design conditions	
Expected maximum solids concentration achievable with dewatering	2.5 to 3.5 percent solids when dealing with a dewatered sludge of one in which no chemicals have been added	
Mixing horsepower	Function of tank geometry and type of aeration equipment utilized. Should consult equipment manufacturer. Motorized valves have ranged from 0.5 to 7.8 horsepower per 1,000 cubic feet of tank volume	

1 lb = 4.54 kg  
1 hp/1,000 cu ft = 21.4 kw/1,000 m<sup>3</sup>

Sludge Age Required

Figure 6-42 (presented previously) offers a quick method for calculating the number of degree days required to achieve the 40 percent volatile solids reduction required. The result is 475 degree-days. At a basin temperature of 50°F (10°C) then:

$$\frac{475 \text{ degree-days}}{10 \text{ degrees}} = 47.5 \text{ days}$$

Therefore, the volume of the aerobic digester must be adequate to provide 47.5 days sludge age to meet minimum volatile solids reduction during the winter.

During the summer, the basin temperature will be 77°F (25°C):  
25°C x 47.5 day sludge age = 1,175 degree-days.

From Figure 6-42, at 1,175 degree-days, there would be 49 percent volatile solids reduction.

Volatile Solids Reduction

For winter conditions, there would be a 40 percent volatile solids (VS) reduction. The actual pounds of solids reduced are:

$$\frac{985 \text{ lb VS}}{\text{day}} \times 0.4 = 394 \frac{\text{lb VS reduced}}{\text{day}} \quad (179 \text{ kg/day})$$

For summer conditions, there would be a 49 percent volatile solids reduction. The actual pounds of solids reduced are:

$$\frac{985 \text{ lb VS}}{\text{day}} \times 0.49 = 483 \frac{\text{lb VS reduced}}{\text{day}} \quad (219 \text{ kg/day})$$

Oxygen Requirements

Since nitrification is expected, provisions must be made to supply 2.0 pounds of oxygen per pound of volatile solids destroyed (2 kg O<sub>2</sub>/kg volatile solids destroyed).

$$\text{Winter conditions: } 394 \frac{\text{lb VS dest}}{\text{day}} \times \frac{2.0 \text{ lbs O}_2}{\text{lb VS dest.}} = \frac{788 \text{ lbs O}_2}{\text{day}} \quad (358 \text{ kg/day})$$

$$\text{Summer conditions: } 483 \frac{\text{lb VS dest}}{\text{day}} \times \frac{2.0 \text{ lbs O}_2}{\text{lb VS dest.}} = \frac{966 \text{ lbs O}_2}{\text{day}} \quad (438 \text{ kg/day})$$

During summer conditions, a minimum of 1.0 mg/l oxygen residual must be provided.

Calculating Tank Volume

Sludge age in an aerobic digester can be defined as follows:

$$\text{Sludge age} = \frac{\text{total lb SS aerobic digester}}{\text{total lb SS lost per day from aerobic digester}}$$

where SS = suspended solids.

The suspended solids concentration in the digester will range from the value of the influent suspended solids concentration or 8,000 mg/l to the maximum value of the thickened and stabilized solids concentration of 30,000 mg/l. On the average, the suspended solids concentration within the digester is equal to 70 percent of the thickened solids concentration, or 21,000 mg/l.

An average poundage of suspended solids in the supernatant can be approximated by the following equation.

$$[SS \text{ concentration in supernatant}](1-f)(8.34)(\text{influent flow})$$

where  $f$  is the fraction of influent flow into the aerobic digester that is retained, and  $1-f$  is the fraction that leaves as supernatant. The term  $f$  can be approximated by the following equation.

$$f = \frac{\text{Influent SS concentration}}{\text{Thickened SS concentration}} \times \text{fraction of solids not destroyed}$$

For winter conditions, the fraction of solids not destroyed is:

$$\frac{1,262 \text{ lb total solids} - 394 \text{ lb of solids reduced}}{1,262 \text{ lb total solids}} = 0.69$$

Then, the term  $f$  for this example, is:

$$\frac{8,000 \text{ mg/l}}{30,000 \text{ mg/l}} \times 0.69 = 0.18$$

Therefore, 18 percent of the influent flow into the aerobic digester will be retained, and 82 percent will leave as supernatant.

For a properly designed solids-liquid separator (under 200 gallons per day per sq ft [0.16 m<sup>3</sup>/day/m<sup>2</sup>] overflow rate), the suspended solids concentration would be approximately 300 mg/l.

The influent flow can be found by dividing the influent solids load (1,262 pounds per day [572 kg/day]) by the influent solids concentration (8,000 mg/l). The result is 18,914 gallons per day (71.5 m<sup>3</sup>/day).

The pounds of suspended solids intentionally wasted per day from the aerobic digestion system can now be approximated from the following expression.

$$[SS \text{ concentration in thickened sludge}](f)(8.34)(\text{influent flow}).$$

All the terms in the above equation have been previously defined.

$$30000 \times 11 \times 10^{-6} \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} \times 69 \times 200 \frac{\text{ft}}{\text{day}}$$

It is now possible to solve for the required tank volume for any given sludge age. In this example, winter conditions govern, and it was previously calculated that a 47.5-day minimum was required. From the values previously discussed:

$$47.5 \text{ days} = \frac{(21,000 \text{ mg/l})(8.34)(\text{tank volume—million gallons})}{((300 \text{ mg/l})(1-0.18) + (30,000)(0.18))(8.34)(6.018915 \text{ mil gal})}$$

$$\text{Tank volume} = 0.233 \text{ million gallons (881 m}^3\text{)}$$

Theoretical hydraulic detention time:

$$\frac{233,000 \text{ gallons}}{18,915 \text{ gallons per day}} = 12.3 \text{ days}$$

This is the minimum volume, to which must be added capacity for weekend storage and precipitation requirements. For this design, two tanks will be provided, each to have a volume capacity of 233,000 gallons (881 m<sup>3</sup>) (100 percent stand-by capacity as per state requirements).

The actual dimensions of the tanks depend on the aeration equipment utilized and are discussed in the following section.

Power Requirements

The designer has decided to use low-speed mechanical aerators for mixing and oxygen transfer in the aerobic digester.

Previous calculations have indicated that the maximum oxygen requirement was 966 pounds oxygen per day (438 kg/day). After making corrections for plant elevation, alpha and beta factors, water temperature, and minimum residual requirements, the engineer calculated an overall mass transfer coefficient  $K_L$  of 3.53 hr<sup>-1</sup>. From this value, in conjunction with Figure 6-7, power requirements will be calculated as follows.

Initially, a depth of 12 feet (3.65 m) is selected. Since each tank is to be 233,000 gallons (881 m<sup>3</sup>), the surface area with a 12-foot (3.65 m) liquid depth would be 2,596 sq ft (241 m<sup>2</sup>). A pivot point P is located by placing a straight-edge across scales D and K<sub>2</sub> of Figure 6-40. Then a line is drawn through pivot point P connecting scale A<sub>2</sub>, tank surface area, to the required reducer shaft horsepower scale. The required shaft horsepower for one tank would be 19 horsepower (14.1 kW). Assuming a motor reducer efficiency of 92 percent, total motor horsepower would equal 19 ÷ 0.92, or 20.6 horsepower (15.4 kW). The aerator manufacturer recommends that a minimum 10 horsepower unit (7.5 kW) will be required to mix the 12-foot (3.65 m) liquid depth. Each 10 horsepower unit (7.5 kW)

could mix an area 40 feet by 40 feet (12.1 m by 12.1 m). After making some calculations, the designer decides to use two 10-horsepower (7.5 kW) units in each tank, each tank being 36 feet (10.9 m) wide by 72 feet (24.5 m) long and having a total tank depth of 14 feet (4.2 m) allowing 2 feet (0.61 m) of free board. Figure 6-43 shows a view of the plan.

SUMMER CONDITIONS 483 lbs VS REDUCED/DAY - 196 lbs O<sub>2</sub>/day  
 WINTER CONDITIONS 394 lbs VS REDUCED/DAY - 796 lbs O<sub>2</sub>/day  
 EACH TANK 72 ft LONG BY 36 ft WIDE x 12 ft LIQUID DEPTH PLUS  
 2 ft OF FREEBOARD

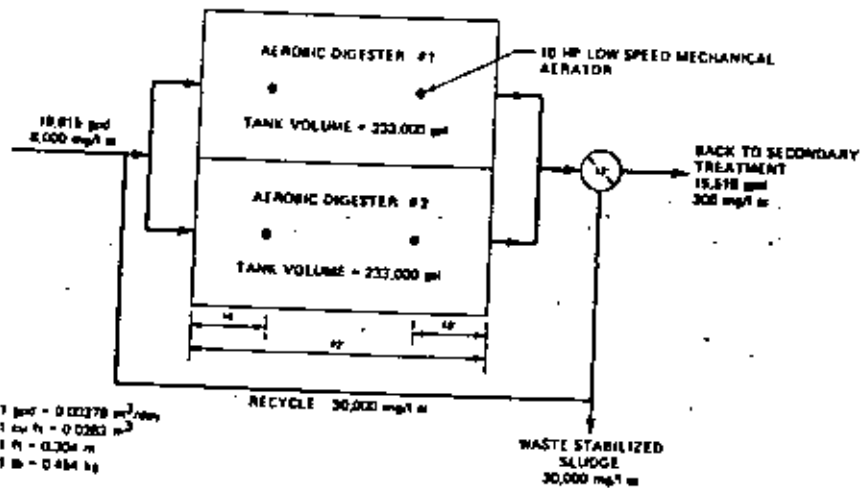


FIGURE 6-43

#### SUMMARY OF RESULTS FOR AEROBIC DIGESTION DESIGN EXAMPLE

##### Clarifier Surface Area

Surface area was based on an overflow rate of 200 gallons per square foot per day (8.15 m<sup>3</sup>/day/m<sup>2</sup>). At an influent flow of 18,915 gallons per day (71.5 m<sup>3</sup>/day), the required surface area is 95 square feet (8.8 m<sup>2</sup>). The designer selected a 12-foot (3.7 m) diameter clarifier.

##### Supernatant Flow

It was previously calculated that 82 percent of the influent to the aerobic digester would leave as supernatant. Based on an influent of 18,915 gallons per day (71.5 m<sup>3</sup>/day), the supernatant flow will be 15,510 gallons per day (58.6 m<sup>3</sup>/day), plus any precipitation.

#### 6.3.6 Cost

##### 6.3.6.1 Capital Cost

A regression analysis of construction bids from 1973-1977 indicated that, on the basis of USEPA Municipal Wastewater Treatment Plant Construction Cost Index - 2nd quarter 1977, the capital cost could be approximated by Equation 6-13 (198).

$$C = 1.47 \times 10^5 Q^{1.14}$$

(6-13)

where:

C = capital cost of process in dollars

Q = plant design flow in million gallons of wastewater flow per day

The associated costs included those for excavation, process piping, equipment, concrete, and steel. In addition, such costs as those for administrating and engineering are equal to 0.2264 times Equation 6-13 (198).

##### 6.3.6.2 Operation and Maintenance Cost

Although there are many items that contribute to operation and maintenance cost, in most aerobic digestion systems, the two most prevalent are staffing requirements and power usage.

##### Staffing Requirements

Table 6-24 lists labor requirements for both operation and maintenance. The labor indicated includes: checking mechanical equipment, taking dissolved oxygen and solids analyses, and general maintenance around the clarifier.

##### Power Requirements

In 1979, the cost of power for operating aeration equipment has become a significant factor. It is possible to minimize power consumption through two developments in environmental science.

- Make sure that the tank geometry and aeration equipment are compatible (212). The difference between optimized and unoptimized design can mean as much as a 50 percent difference in power consumption.
- Pace devices to control oxygen (power) input (218). Because of temperature effects, oxygen requirements for any given aerobic digestion system can vary as

much as 20 to 30 percent between summer and winter. One must design to meet the worst conditions (summer), for without some type of oxygen controller, considerable power is wasted during other times of the year.

TABLE 4-24  
AEROBIC DIGESTION LABOR REQUIREMENTS (217)

Plant design flow, MGD	Labor, man hours per year		Total
	Operation	Maintenance	
0.5	100	20	120
1	110	30	140
2	260	50	310
3	300	100	400
10	800	140	940
25	1,500	300	1,800

1 MGD = 3,785 m<sup>3</sup>/day

#### Other Requirements

Besides manpower and power cost, the designer must consider lubrication requirements. If mechanical aerators are being used, each unit needs to have an oil change once, and preferably twice, a year. Depending on horsepower size, this could be 5 to 40 gallons per unit per change (10-152 l/unit/change). Further, the designer must make sure an adequate inventory of spare parts are available.

#### 6.4 Lime Stabilization

Lime stabilization is a very simple process. Its principal advantages over other stabilization processes are low cost and simplicity of operation. Evaluation of studies where lime stabilization was accomplished at pH ranges of 10-11, has shown that odors return during storage due to pH decay. To eliminate this problem and reduce pathogen levels, addition of sufficient quantities of lime to raise and maintain the sludge pH to 12.0 for two hours is required. The lime-stabilized sludge readily dewater with mechanical equipment and is generally suitable for application onto agricultural land or disposal in a sanitary landfill.

No direct reduction of organic matter occurs in lime treatment. This has two important impacts. First, lime addition does not make sludges chemically stable; if the pH drops below 11.0, biological decomposition will resume, producing noxious odors. Second, the quantity of sludge for disposal is not reduced, as it is by biological stabilization methods. On the contrary, the

M. de J. Alfredo Poz Sánchez  
CONSULTOR EN INGENIERIA SANITARIA  
CALLE 1000, NO. 20100  
CARTEL MEXICO 1000-0000, CDMX TEL. 524-20-00  
MEXICO 12, D. F.

## VII. EFICIENCIAS DEL TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.

Las eficiencias del tratamiento de aguas negras se miden comunmente por la reducción de la DBO<sub>5</sub>, de los sólidos suspendidos y por la reducción bacteriana.

La transcriben a continuación dos tablas, la primera incluye eficiencias de procesos independientes y de la secuencia en una planta completa, tanto de tratamiento primario como secundario, y la segunda muestra la reducción de DBO<sub>5</sub> de plantas mas desglosado.

M. en I. Arnulfo Paz Sánchez  
 CONSULTOR EN INGENIERIA SANITARIA  
 CEE. PAB. 00 48700  
 BARRIEL MANDERA 1000-0107, DMX TEL. 556-22-01  
 MEXICO (E. D. F.)

REDUCCION APROXIMADA DE DBO<sub>5</sub> EN %

TIPO DE TRATAMIENTO	REDUCCION
Tanque aóptico	15 - 25
Tanque Imhoff	25 - 40
Sedimentación	25 - 40
Sedimentación Filtro rociado	80 - 95
Sedimentación lodos activados convencional	85 - 95
Sedimentación Filtros de arena	90 - 95
VARIANTES DE LODOS ACTIVADOS	
a). - Aeración escalonada	90 - 95
b). - Aeración a pasos	90 - 95
c). - Alto gasto	60 - 75
d). - Contacto Estabilización	85 - 90
e). - Reaeración del lodo	80 - 85
f). - Aeración Homogenea (Rapid bloc).	90 - 95
g). - Aeración extendida	75 - 95
h). - Zanjas de oxidación	90 - 95
Lagunas de Estabilización	90 - 95

M. en I. Arnulfo Paz Sánchez  
 CONSULTOR EN INGENIERIA SANITARIA  
 CEE. PAB. 00 48700  
 BARRIEL MANDERA 1000-0107, DMX TEL. 556-22-01  
 MEXICO (E. D. F.)

EFICIENCIAS EN % DE PROCESOS Y OPERACIONES UNITARIAS  
 Y SU SECUENCIA EN UNA PLANTA COMPLETA.

PROCESOS, OPERACIONES Y SECUENCIAS	DBO <sub>5</sub>	S.S	Bacteriana	DQO
Cribado fino	5-10	2-20	10-20	5-10
Cloración de aguas negras crudas	15-30	-	90-95	-
Sedimentación	25-40	40-70	25-75	20-35
Precipitación química	50-85	70-90	40-80	40-70
Filtros rociadores procedidos y seguidos por sedimentación.	50-95	52-92	90-95	50-80
Lodos activados procedidos y seguidos por sedimentación.	55-95	55-95	90-98	50-80
Lagunas de Estabilización.	90-95	85-95	95-98	70-80
Cloración de aguas negras tratadas biológicamente.	-	-	98-99	-

VIII - ANALISIS DE COSTOS.

La mayor parte de las funciones objetivo para el diseño óptimo de plantas, contienen un criterio económico y requieren datos y análisis de costos, también de utilidad para elaborar estudios comparativos, financiamientos, planeaciones y construcción de plantas.

El costo total anual es un objetivo común y se define como:

$$\text{COSTO TOTAL ANUAL} = \sum_{j=1}^n \text{Costo anual de depreciación} \times \text{factor de descuento}$$

$$+ \sum_{j=1}^n \text{Costo anual de mantenimiento y operación (OMR)} \times \text{factor de descuento}$$

En donde n es el período de diseño del sistema, comunmente 20 años.

El factor de descuento ( $F_D$ ) depende del tipo de pago y el número de años entre el pago y el principio del servicio. Un factor de descuento común supone un pago único al final del j-ésimo año desde el arranque de la operación y es:

- 2 -

$$F_D = \left[ \frac{1}{1 + i} \right]^j$$

i = Es la tasa anual de Interés.

Otros factores de descuento se encuentran en la bibliografía ( Ref. 2 y 3 ).

Los costos de depreciación anual dependen de los costos de capital y el método de depreciación.

Una manera común de calcular la depreciación anual en plantas de aguas negras municipales, es usar el método del fondo de amortización, que da una depreciación anual incluyendo intereses sobre el capital.

$$d_j = (V_0 - V_n) \left[ \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$V_0$  = Valor inicial

$V_n$  = Valor de rescate a n años.

Los costos de operación y mantenimiento y reemplazos son costos de --

mano de obra y materiales y suministros.

Los costos de mano de obra para diferentes tipos de plantas se indican en la gráfica I con horas hombre.

Los costos anuales de materiales y suministros en dólares de 1971, se dan en la gráfica II y deben corregirse por la escalada de precios.

Los costos de operación NO incluyen energía eléctrica ni costos de combustibles ni productos químicos, los cuales pueden representar una cu ma apreciable, debiendo incluirse en los costos anuales.

Si el pago del costo de capital se inicia hasta la terminación de la construcción, la ecuación (1) se convierte a :

COSTO TOTAL ANUAL = Costo total de capital,

$$(2) \quad + \sum_{i=1}^n (\text{Costos anuales OMR}) \times F_D$$

Los costos totales de capital de una planta se toman comunmente de la suma de los costos de las diversas unidades que componen el proceso.

Los costos son a menudo de la forma:

$$C = (\text{Tamaño de la unidad})^x$$

$$x = 1.0$$

Los costos de varias unidades de proceso se dan en la tabla siguiente:

T A B L A I

COSTOS DE CAPITAL DE DIVERSAS UNIDADES DE PROCESO		C O S T O
UNIDAD DE TRATAMIENTO	PARAMETRO	(dólares de 1971)
Bombeo de aguas crudas.	Capacidad (mgd)	$C = 2.6 \times 10^3 (\text{mgd})^{1.0}$
Rejillas, desarenación y medición de flujo.	Capacidad (mgd)	
Igudación	Volumen (mg)	
Sedimentación primaria o secundaria.	Area superficial, (en 1000 pies <sup>2</sup> ).	
Aerador (Tanque).	Volumen (en 1000 - pies <sup>3</sup> ).	
Sistema de difusión de aire.	Capacidad del sopador, en 1000 pies <sup>3</sup> /min.	
Aeración Superficial	Capacidad (HP).	
Filtros rociadores	Volumen del medio en, 1000 pies <sup>3</sup> .	

M. en I. Arnulfo Paz Sánchez

CONSULTOR EN INGENIERIA SANITARIA  
CALLE PAZ, NO. 1077B  
RAMBLA MANCERA 1888 - DESP. 501 TEL. 524 - 82 - 41  
MEXICO 12, D. F.  
- 5 -

78

Lagunas	Volumen (mg).
Filtración al vacío	Área de filtros (pies <sup>2</sup> ).
Centrifugación	Capacidad (GPM)
Inclineración	Capacidad de sólidos secos (lb/hr).

Para actualizar el costo al año corriente, multiplicar el costo anterior por la relación de índices.

#### NOTA:

Para aplicar la información anterior a las condiciones de México, se sugiere multiplicar los costos obtenidos por un factor que variará de 0.5 a 0.66, dependiendo de la calidad de la obra.

#### GRAFICAS E P A .

Para completar este tema se incluyen copias de los costos de construcción de plantas de aguas negras de 1973 a 1980, preparado por la E P A. Su aplicación a México queda sujeto a la adaptación de coeficientes de reducción.

Las gráficas están divididas en tres partes.

A. - CURVAS DE COSTOS DE PRIMER ORDEN QUE CORRESPONDE A COSTO DE CAPITAL.

79

M. en I. Arnulfo Paz Sánchez

CONSULTOR EN INGENIERIA SANITARIA  
CALLE PAZ, NO. 1077B  
RAMBLA MANCERA 1888 - DESP. 501 TEL. 524 - 82 - 41  
MEXICO 12, D. F.  
- 6 -

B. - CURVAS DE COSTOS DE SEGUNDO ORDEN.

Costos de procesos unitarios.

C. - CURVAS DE COSTOS DE TERCER ORDEN.

Costos separados de los componentes del proceso.

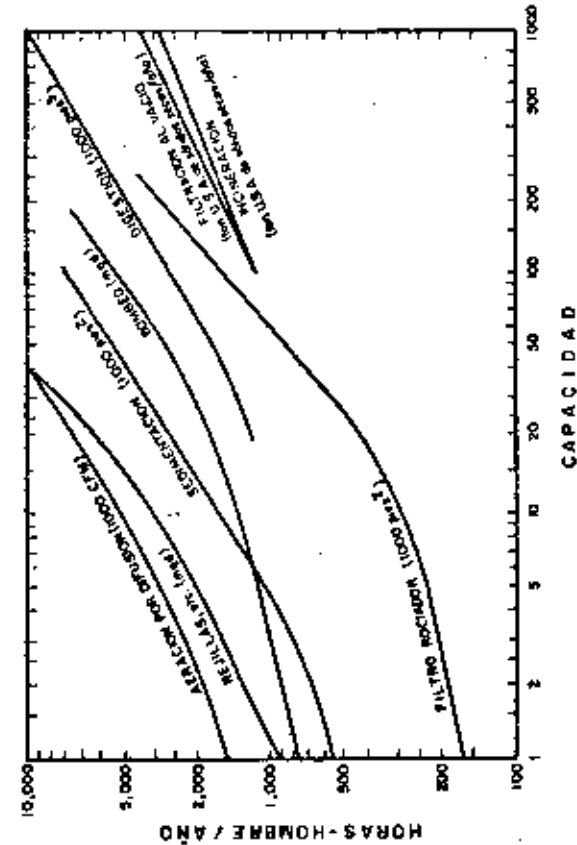


M. en I. Arnulfo Paz Sánchez  
 CONSULTOR EN INGENIERIA SANITARIA  
 C.D. PAV. 28. 0272  
 BARRIO NARCENZA 1866-0827, 204 TEL. 054-22-21  
 MEXICO 12, D. F.

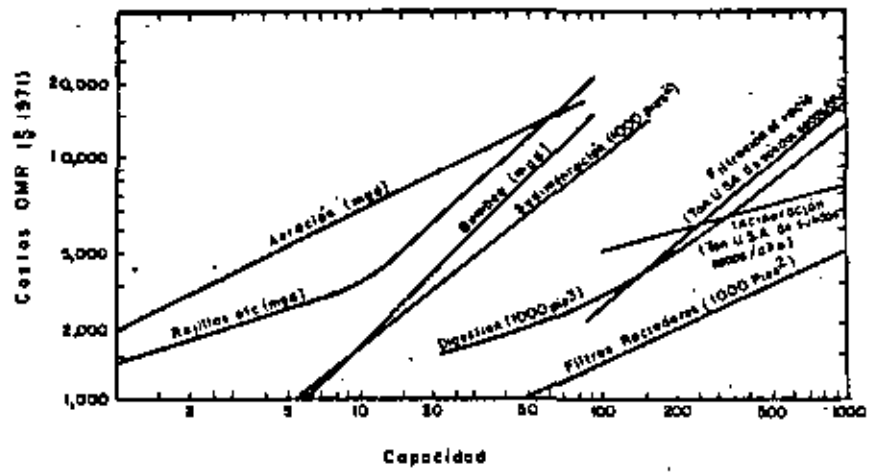
- 7 -

BIBLIOGRAFIA.

1. - SUNDSTROM - KLEI Wastewater Treatment Prentice Hall 1979.
2. - PETERS and TIMMER HAUS Planta Design and Economics for Chemical Engineers. MCGRAW HILL 1968.
3. - BRILLER R, Discounted Cash Flow Analysis to Select Equipment, J. Env. Eng. Div. ASCE 102 595-611 (1976).
4. - E P A . - Construction Costs for Municipal Wastewater Treatment --  
 Plants : 1973- 1980.



GRAFICA I



GRAFICA II



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

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, INDUSTRIALES,  
MUNICIPALES Y REUSOS

FIRST ORDER COSTS

Del Technical Report  
Construction Costs for Municipal  
Wastewater treatment plants.

OCTUBRE, 1981

## FIRST ORDER COSTS

### New Construction Costs

First Order curves are presented in Figures 3.1 through 3.13 for the construction cost versus design flow (in mgd) for entirely new treatment facilities (grass roots or new construction). All grant eligible construction costs incurred in constructing the entire treatment facility are included. Only those relationships judged to be statistically significant were plotted. Statistical information concerning each relationship is shown on each plot.

Figures 3.1 through 3.8 present the total construction cost relationships for eight different levels of mechanical treatment plants from secondary treatment through advanced wastewater treatment (AWT) with nitrification and phosphorus removal. The levels of treatment are defined in Table 3.3.

TABLE 3.3  
DEFINITION OF LEVELS OF TREATMENT

<u>Treatment Level</u>	<u>Definition</u>
Secondary Treatment	BOD <sub>5</sub> = 30 mg/l (BOD <sub>5</sub> = 25 mg/l where a State definition is more stringent than the EPA definition)
Advanced Secondary Treatment	BOD = 24 mg/l - 11 mg/l
Advanced Wastewater Treatment	BOD ≤ 10 mg/l
Nitrification	Reduction of ammonia nitrogen to 5.0 mg/l or less
Phosphorus Removal	Reduction of total phosphorus to 3.0 mg/l or less.

The definitions of the treatment levels applied in this report are slightly different from those identified by EPA in the Construction Grants Program Requirements Memorandum 79-7 (March 9, 1979). The PRM 79-7 definitions are provided in Table 3.4.

TABLE 3.4

## EPA DEFINITIONS FOR LEVELS OF TREATMENT

<u>Treatment Level</u>	<u>Definition</u>
Secondary Treatment	BOD <sub>5</sub> and Suspended Solids of 30/30 mg/l on a maximum monthly average or 85 percent removal, whichever is more stringent
Advanced Secondary Treatment	BOD <sub>5</sub> and Suspended Solids of 29/29 mg/l to 10/10 mg/l on a maximum monthly average
Advanced Wastewater Treatment	BOD <sub>5</sub> and Suspended Solids less than 10/10 mg/l or total nitrogen removal greater than 50 percent

Figures 3.9 through 3.13 present the construction cost curves for stabilization pond and aerated lagoon facilities. As with the preceding mechanical plant curves, the costs represented include the grant eligible costs for the entire facility including such costs as influent pumping, pretreatment, and effluent structures where they were found in the projects collected.

#### Other Types of Construction

Many projects which consist of enlargements, upgrading, and enlargement and upgrading of treatment facilities are also present in the data base. Due to the greater variation in technical considerations and costs associated with such projects, no cost curves could be produced at a level of statistical confidence great enough for inclusion as First Order curves.

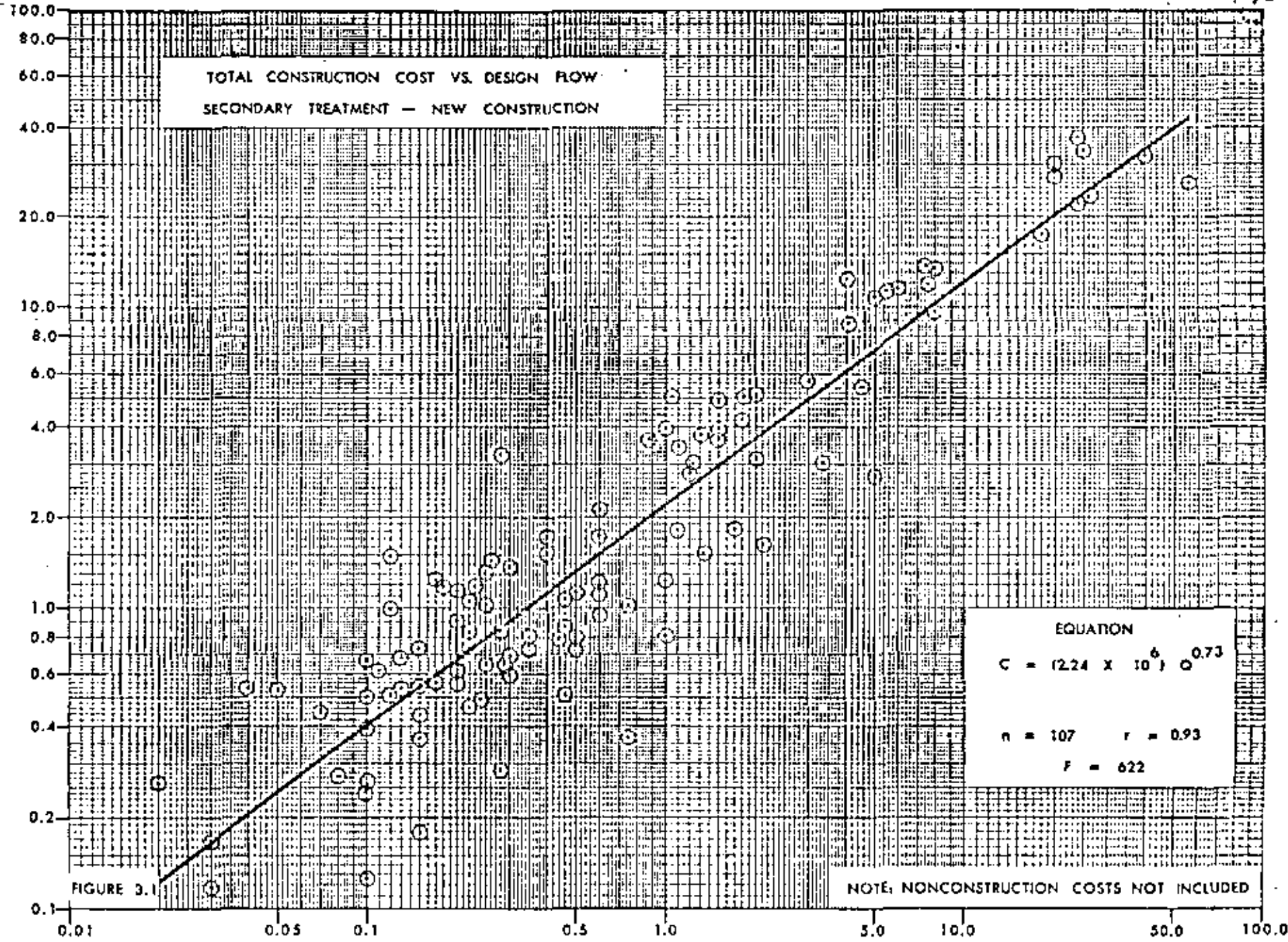
Two other methods are suggested for the user to derive such costs. The first method is to use a summation of the Second Order curves to approximate the modifications to be made at a given facility. Alternatively, the user can refer to the simplified cost estimating techniques found in Section 4.0.

#### Total Project Costs

The user may derive total grant eligible project cost estimates by adding nonconstruction costs and Step I and Step II planning costs to the construction costs from the First Order cost curves. Table 3.5 below summarizes total project costs for mechanical secondary treatment at three design capacities.

TOTAL CONSTRUCTION COST (MILLIONS OF DOLLARS)

TOTAL CONSTRUCTION COST VS. DESIGN FLOW  
SECONDARY TREATMENT — NEW CONSTRUCTION



DESIGN FLOW (MGD)

TABLE 3.5

## TOTAL PROJECT COSTS - SECONDARY TREATMENT

	Design Flow (mgd)		
	1.0	10.0	20.0
Total Construction Costs	\$2,240,000	\$12,030,000	\$19,953,000
Step III Nonconstruction Costs (20%)*	448,000	2,406,000	3,991,000
Step I Costs (2.33%)	52,000	280,000	465,000
Step II Costs (5.55%)	124,000	668,000	1,107,000
TOTAL PROJECT COSTS	\$2,864,000	\$15,384,000	\$25,516,000

\* These costs include only the five most common nonconstruction costs from Table 3.1. Administrative/ Legal, Basic Architect/Engineering, Other Architect/ Engineering, Inspection, and Contingency costs. The user should use his own discretion concerning other categories of nonconstruction costs to be included.

Cost Updating

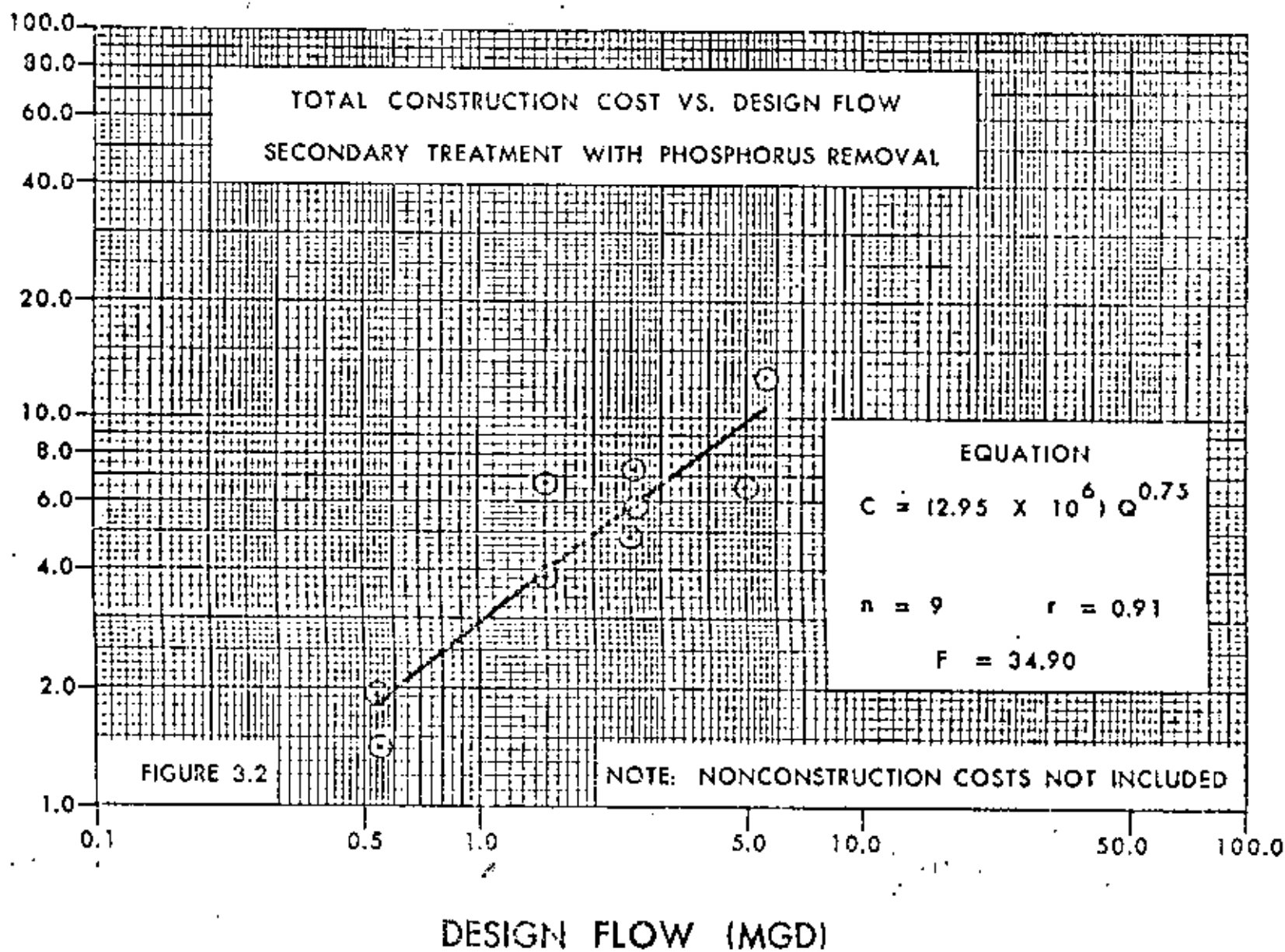
The costs in this report are all national average costs which have been indexed to Kansas City/St. Joseph, Missouri during the fourth calendar quarter of 1978. The use of Kansas City/St. Joseph, Missouri as base cities for the costs results from the use of a combination of the EPA Large City Advanced Treatment (LCAT) and Small City Conventional Treatment Indexes as discussed in Appendix A. Costs may be updated to other geographical areas by using the following procedure:

$$\text{Total Project Cost from this Report} \times \frac{\text{Latest LCAT or SCCT Index for Desired Area}}{\text{4th Quarter 1978 LCAT or SCCT Index for Desired Area}} = \text{Updated Cost}$$

The desired LCAT or SCCT Index city may be determined by using the maps, Figures A.1 or A.2 in Appendix A. The LCAT and SCCT Indexes are published quarterly by EPA. Costs for plants at or above 15 mgd should be updated using the LCAT Index, while those for plants below 15 mgd should be updated using the SCCT Index.

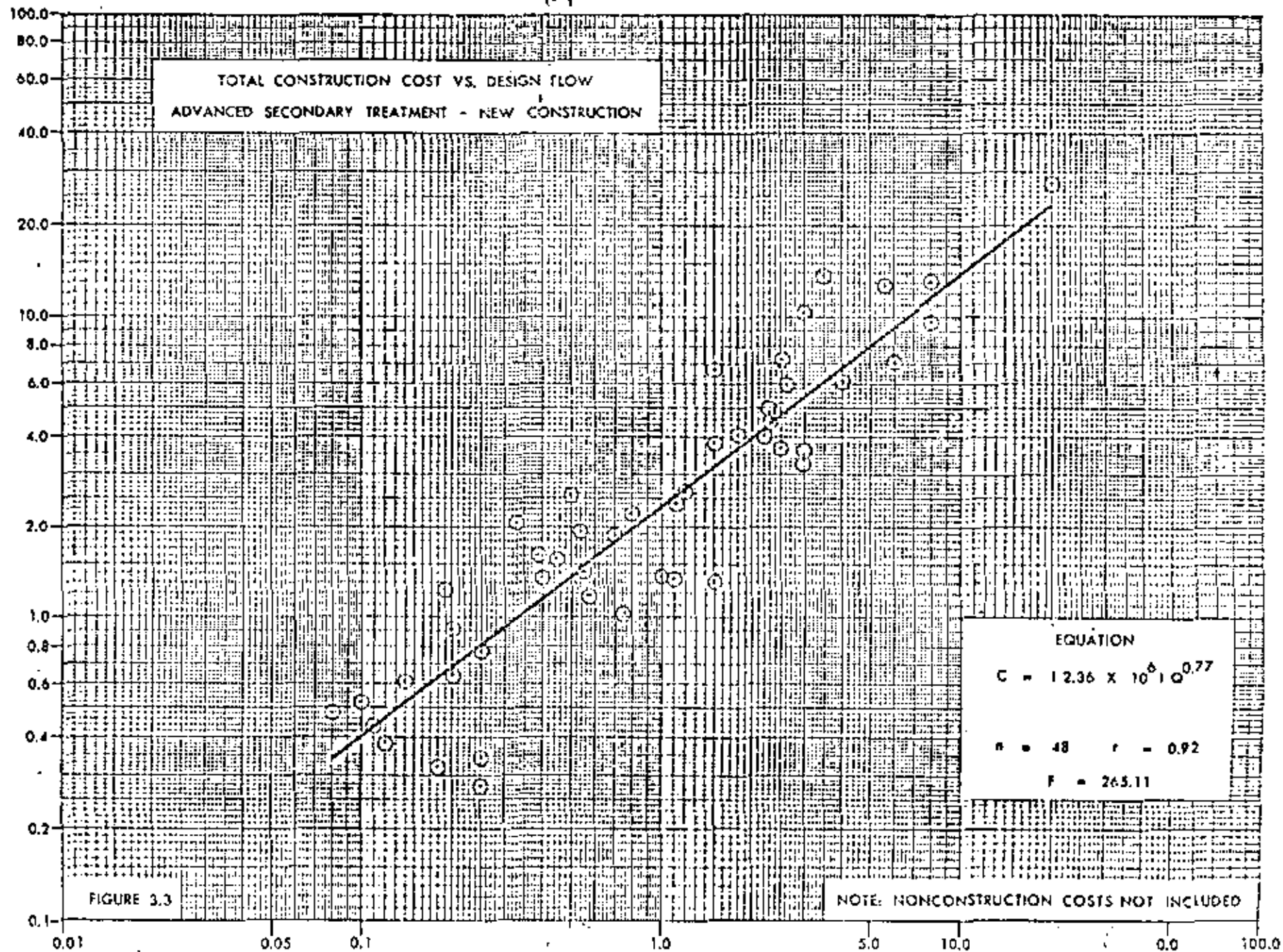
BIBLIOTECA  
INRA, S.A.  
CONSULTORES

TOTAL CONSTRUCTION COST (MILLIONS OF DOLLARS)

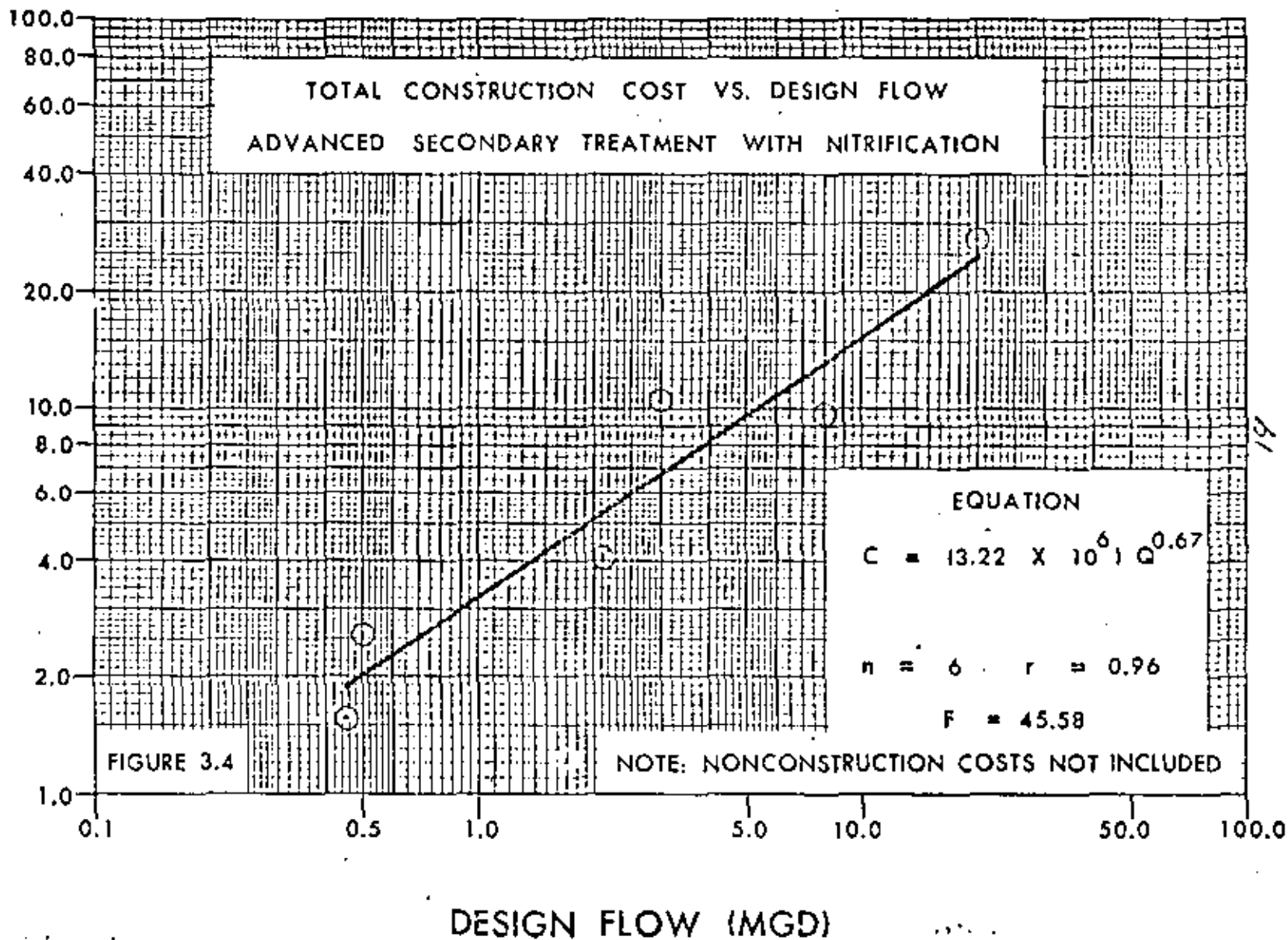




TOTAL CONSTRUCTION COST ( MILLIONS OF DOLLARS )



TOTAL CONSTRUCTION COST (MILLIONS OF DOLLARS)



TOTAL CONSTRUCTION COST (MILLIONS OF DOLLARS)

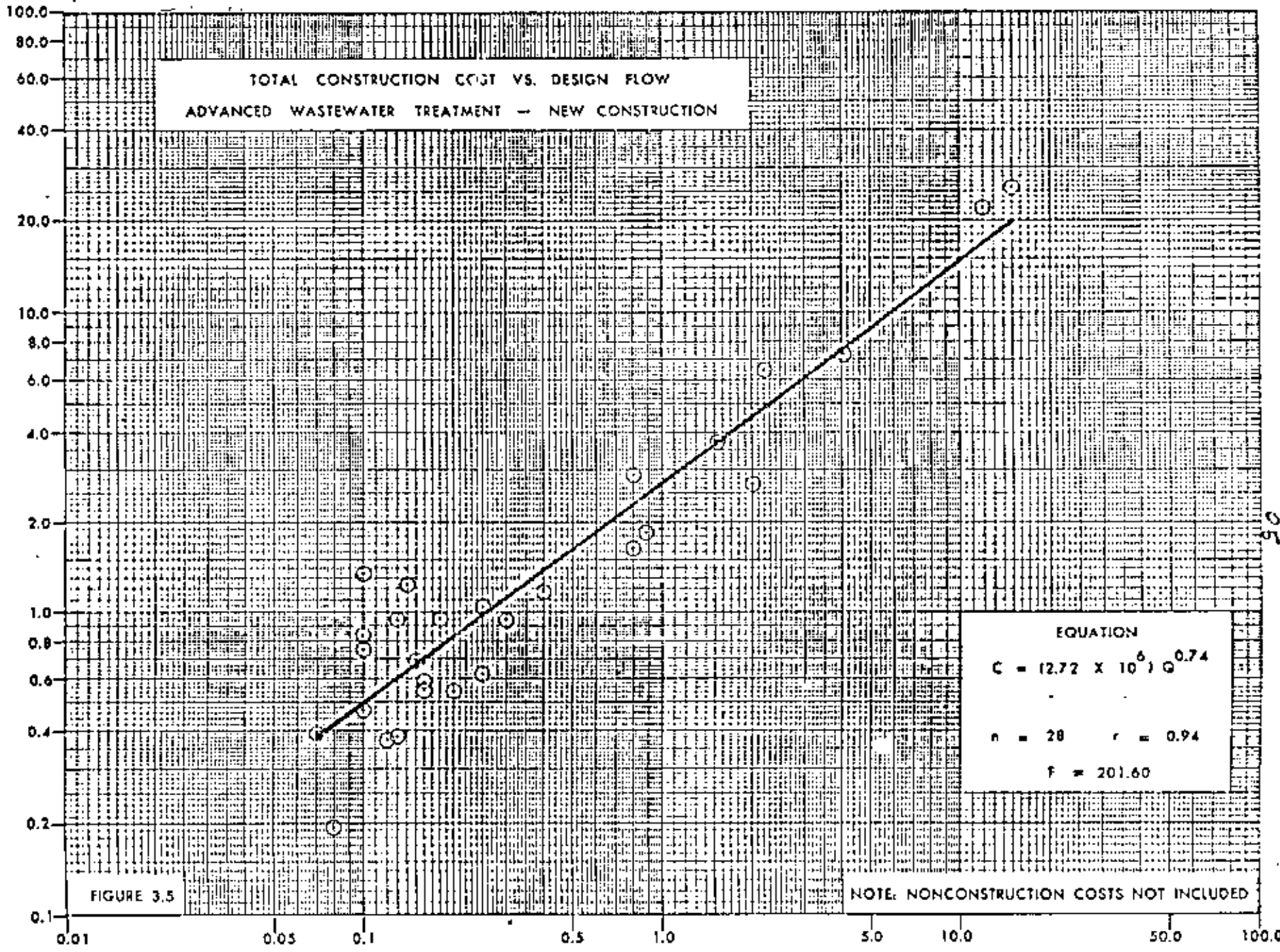
TOTAL CONSTRUCTION COST VS. DESIGN FLOW  
ADVANCED WASTEWATER TREATMENT - NEW CONSTRUCTION

EQUATION  
 $C = (12.72 \times 10^6) Q^{0.74}$   
n = 20    r = 0.94  
F = 201.60

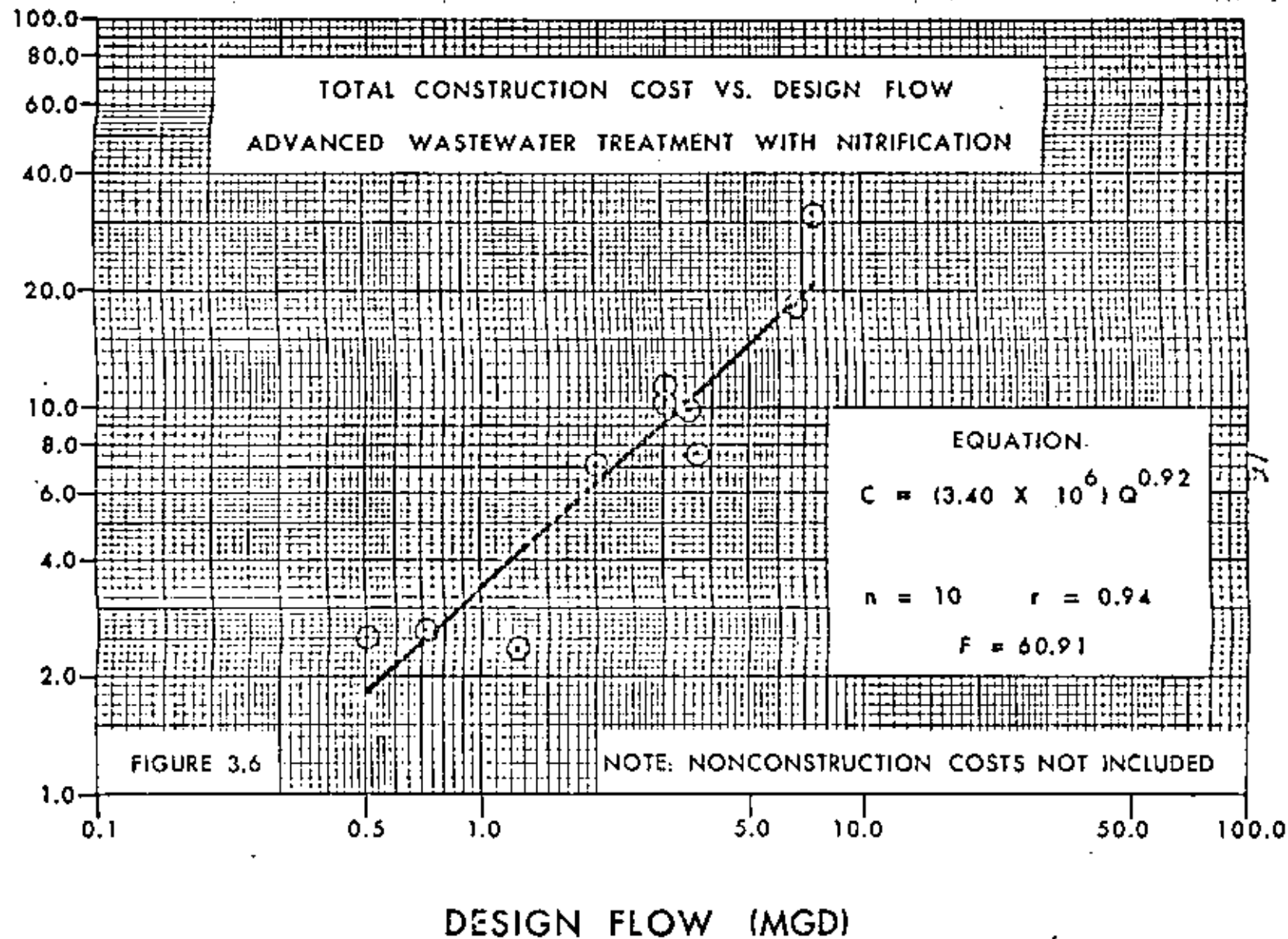
FIGURE 3.5

NOTE: NONCONSTRUCTION COSTS NOT INCLUDED

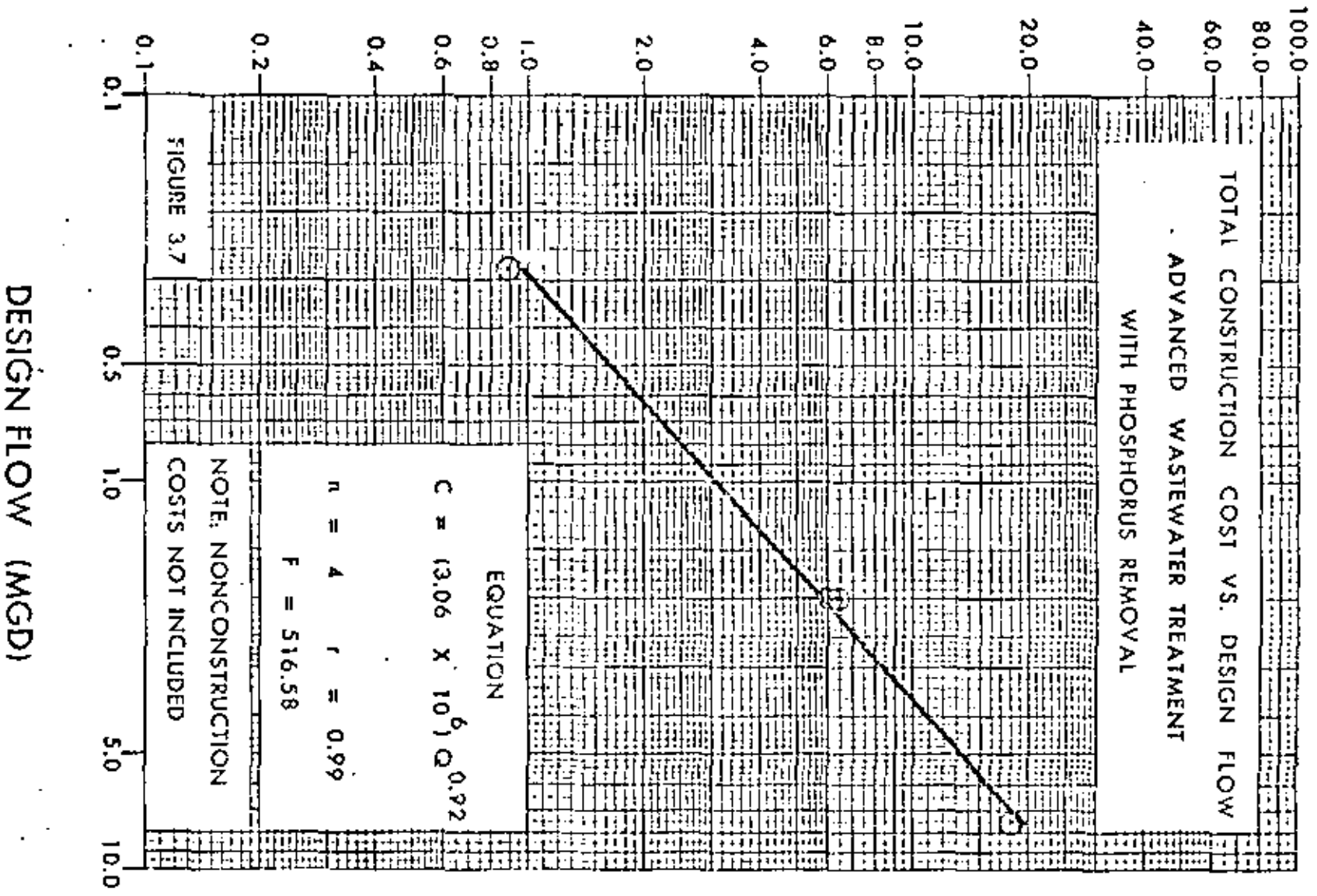
DESIG. FLOW (MGD)



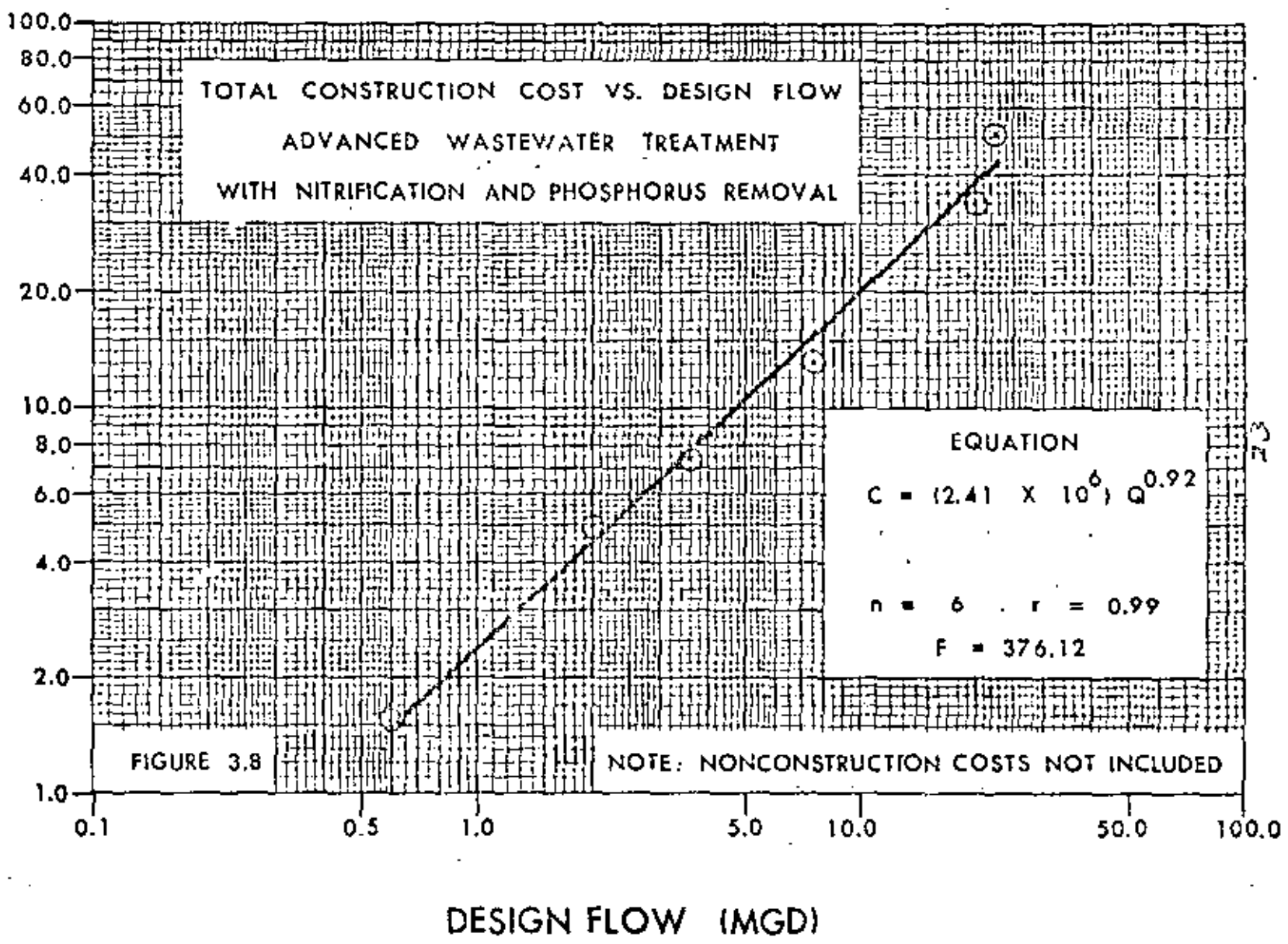
TOTAL CONSTRUCTION COST (MILLIONS OF DOLLARS)



# TOTAL CONSTRUCTION COST (MILLIONS OF DOLLARS)

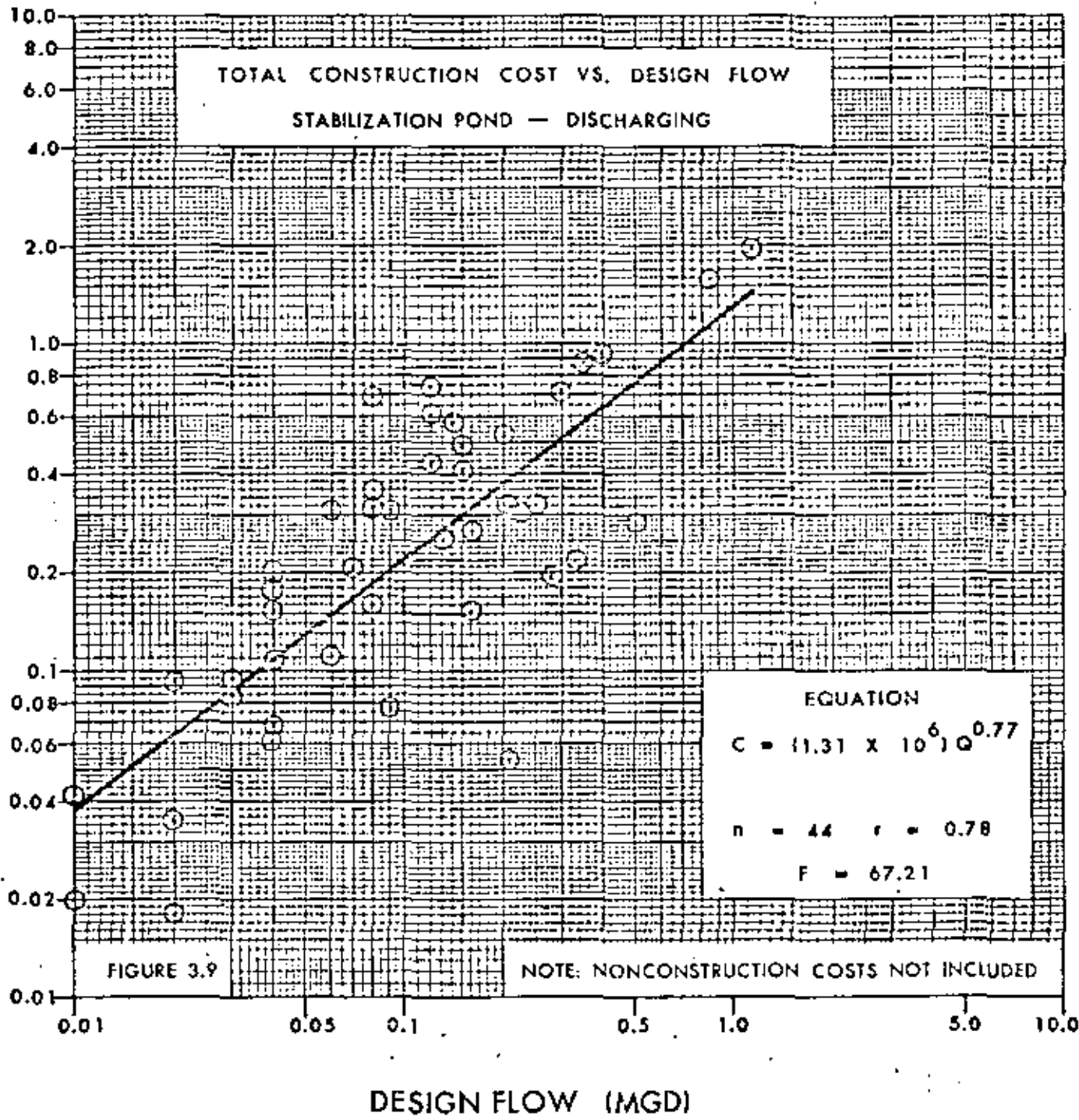


TOTAL CONSTRUCTION COST (MILLIONS OF DOLLARS)

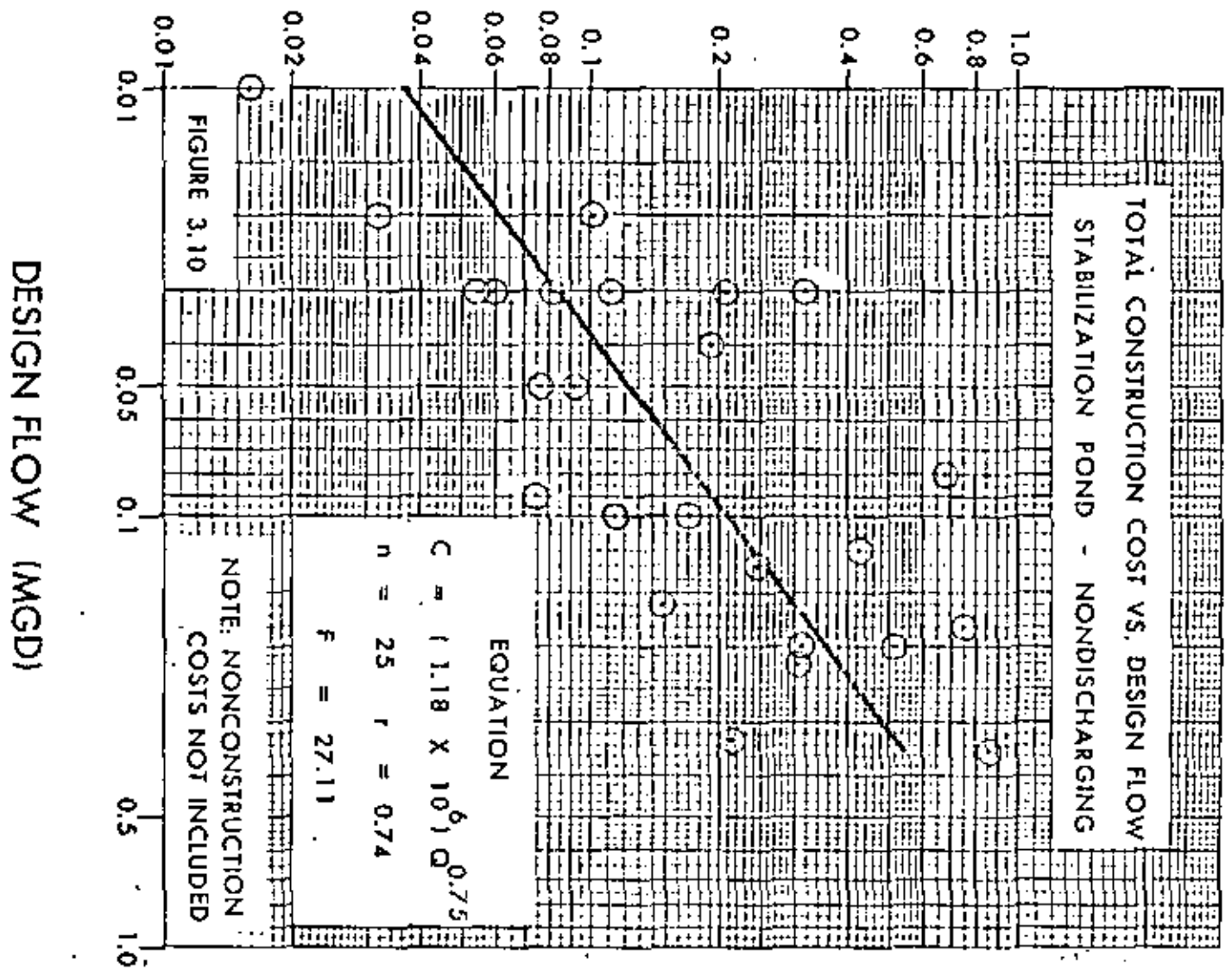


DESIGN FLOW (MGD)

TOTAL CONSTRUCTION COST (MILLIONS OF DOLLARS)

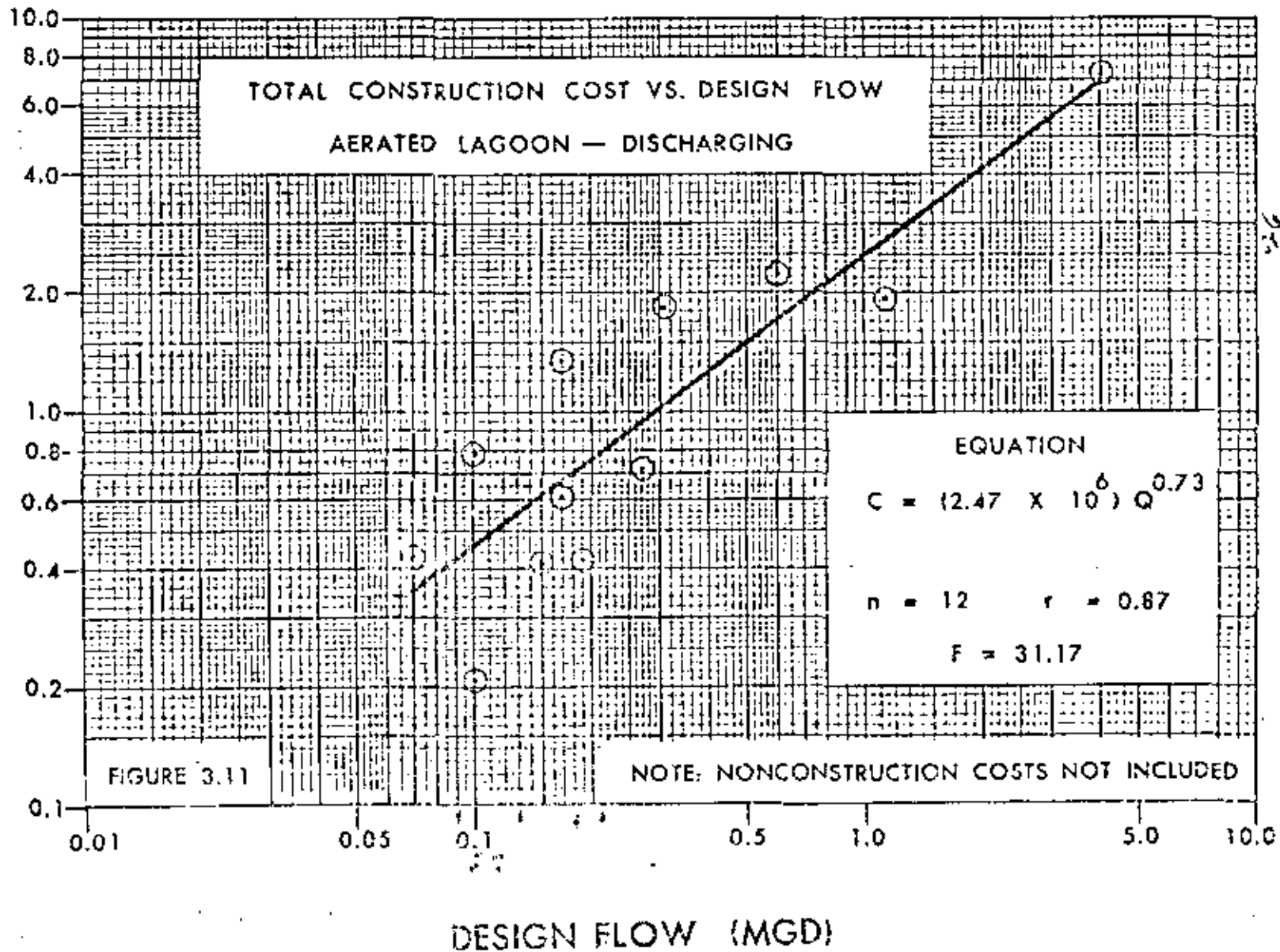


# TOTAL CONSTRUCTION COST ( MILLIONS OF DOLLARS )

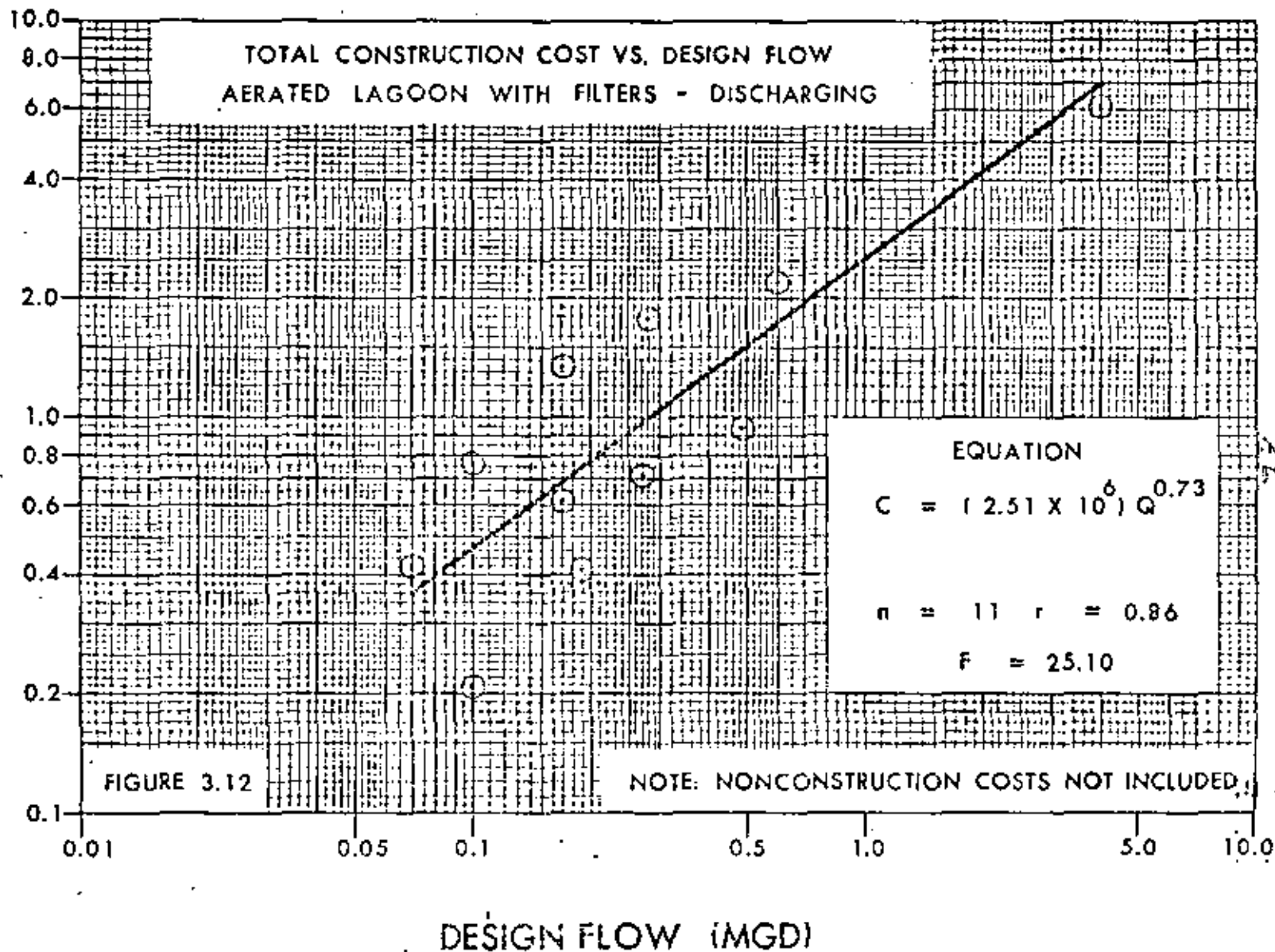




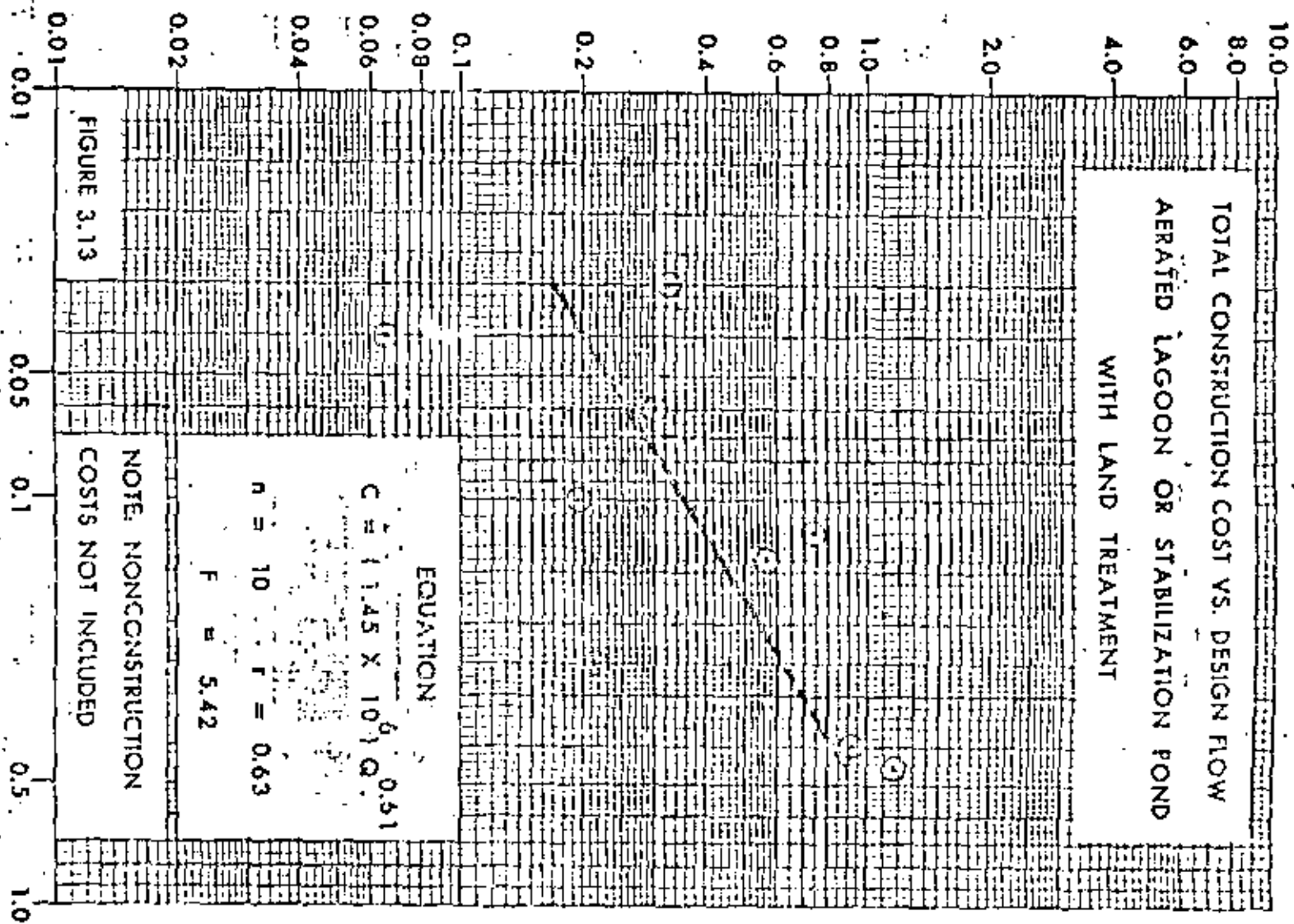
TOTAL CONSTRUCTION COST (MILLIONS OF DOLLARS)



TOTAL CONSTRUCTION COST ( MILLIONS OF DOLLARS )



# TOTAL CONSTRUCTION COST ( MILLIONS OF DOLLARS )



DESIGN FLOW (MGD)

## SECOND ORDER COSTS

### Unit Process Construction Costs

Second Order plots of construction cost versus design flow for 30 commonly used unit processes are included as Figures 3.14 through 3.43. These costs are derived from data for newly constructed unit processes even though some of these processes were constructed as a part of a project to enlarge and/or upgrade an existing plant. Costs for the enlargement and/or upgrading of unit processes were too variable and have not been included.

In order to insure that costs for identical types of unit processes were comparable, the definitions of all unit processes with respect to their construction components were determined. The following construction components were included in the costs for all unit processes:

1. Concrete
2. Equipment
3. Process Piping
4. Steel

The following unit processes include excavation costs in addition to the components listed above:

1. Aerated Lagoons
2. Flow Equalization
3. Sludge Drying Beds
4. Sludge Lagoons
5. Stabilization Ponds

Unit process costs which included other component costs not in the above lists or which did not contain all of the above cost elements were not eligible for inclusion into this analysis.

Figure 3.33, Effluent Outfall - Ocean Outfall, is significant in that the equation has an exponent of greater than 1.00. This would imply that there is no economy of scale for ocean outfalls. In order to verify this, more data were collected for 11 of the 13 data points included in Figure 3.33. As a result, it was found that the larger treatment plants tended to require the longer ocean outfalls and a bigger pipe.

### Second Order Component Costs

Component costs for total plant construction were often bid on a lump sum basis and could be easily separated from the total bid price. These are referred to as total plant component costs and should not be confused with the Third Order component costs.

The total plant component costs most commonly available were:

1. Controls and Instrumentation
2. Electrical
3. Excavation
4. Heating, Ventilation, and Air Conditioning
5. Mobilization
6. Piling, Special Foundations, and Dewatering
7. Sitework
8. Yard Piping

Figures 3.44 through 3.57 present the plots of the total plant component cost versus design flow for new construction of all levels of treatment. The component cost analysis includes both labor and materials. These "in place" costs are in addition to the second order unit process costs.

#### Use of the Second Order Curves

Unit process Second Order costs and total plant component costs may be combined to yield complete treatment plant construction costs as shown by the example in Table 3.6 for a typical activated sludge treatment plant.

TABLE 3.6

## TOTAL CONSTRUCTION COSTS - ACTIVATED SLUDGE SECONDARY TREATMENT

Process Name	Design Flow (mgd)		
	1.0	10.0	20.0
Preliminary Treatment	\$ 64,000	\$ 370,000	\$ 627,000
Influent Pumping	131,000	559,000	865,000
Primary Sedimentation	120,000	601,000	977,000
Conventional Activated Sludge	519,000	2,919,000	4,908,000
Effluent Chlorination	63,000	283,000	444,000
Effluent Outfall	61,000	359,000	613,000
Gravity Thickening	69,000	346,000	563,000
Aerobic Digestion	199,000	1,199,000	2,059,000
Drying Beds	69,000	374,000	618,000
Control/Lab/Maintenance Building	193,000	734,000	1,097,000
<b>TOTAL UNIT PROCESS COSTS</b>	<b>\$1,488,000</b>	<b>\$ 7,744,000</b>	<b>\$12,771,000</b>
Mobilization	63,000	311,000	501,000
Sitework	111,000	412,000	612,000
Excavation	133,000	581,000	905,000
Electrical	167,000	897,000	1,488,000
Controls and Instrumentation	78,000	469,000	805,000
Yard Piping	115,000	590,000	965,000
Heating, Ventilating, & Air Conditioning	48,000	312,000	547,000
<b>TOTAL CONSTRUCTION COMPONENT COSTS</b>	<b>\$ 715,000</b>	<b>\$ 3,572,000</b>	<b>\$ 5,823,000</b>
<b>TOTAL CONSTRUCTION COSTS</b>	<b>\$2,203,000</b>	<b>\$11,316,000</b>	<b>\$18,594,000</b>

The above total construction costs correspond to the First Order construction costs. When combined with Step I and II, plus Step III nonconstruction costs, total project costs are determined. Table 3.7 below presents the total project costs resulting from the above sample activated sludge facilities.

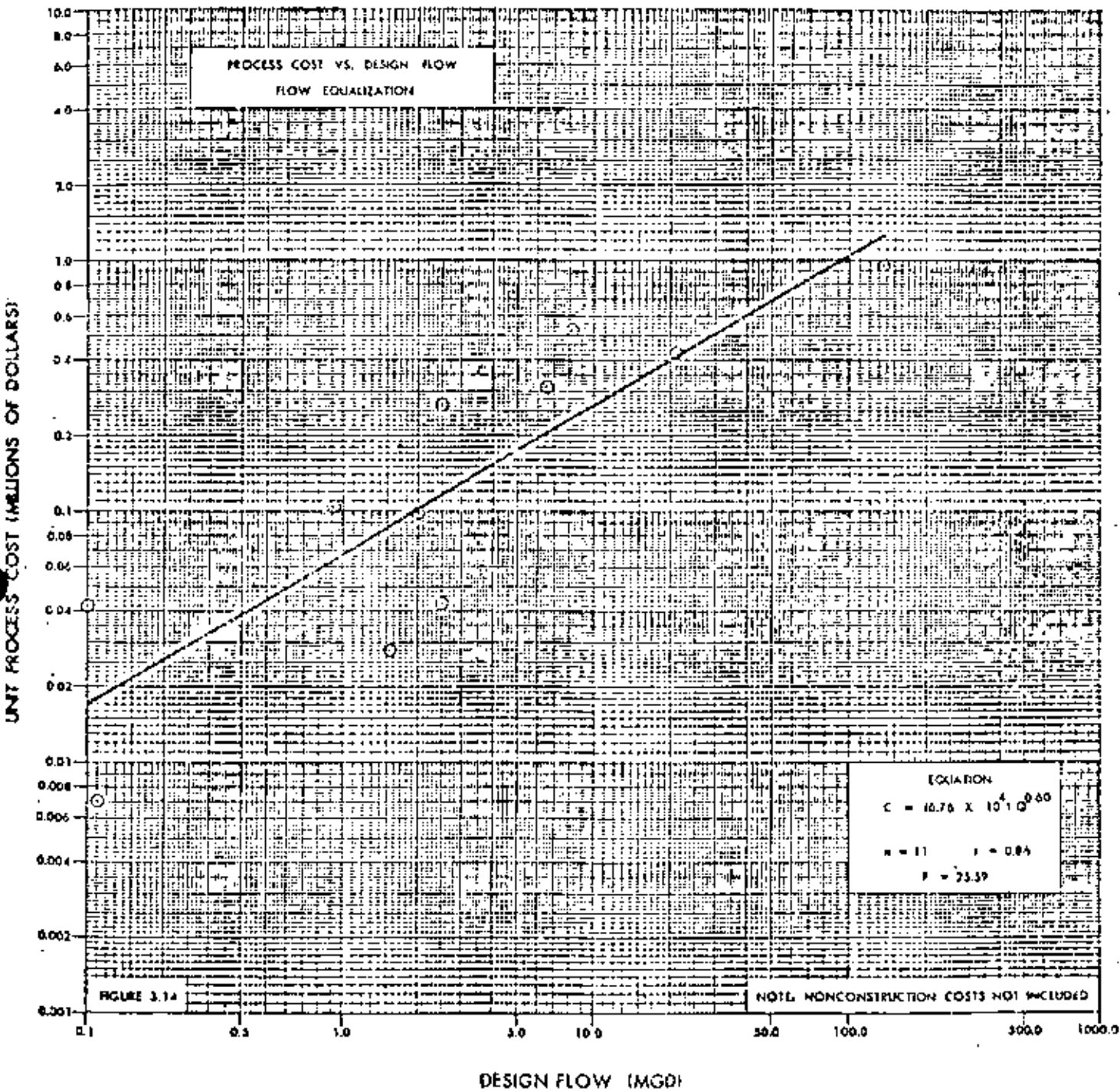
TABLE 3.7

## TOTAL PROJECT COSTS - ACTIVATED SLUDGE SECONDARY TREATMENT

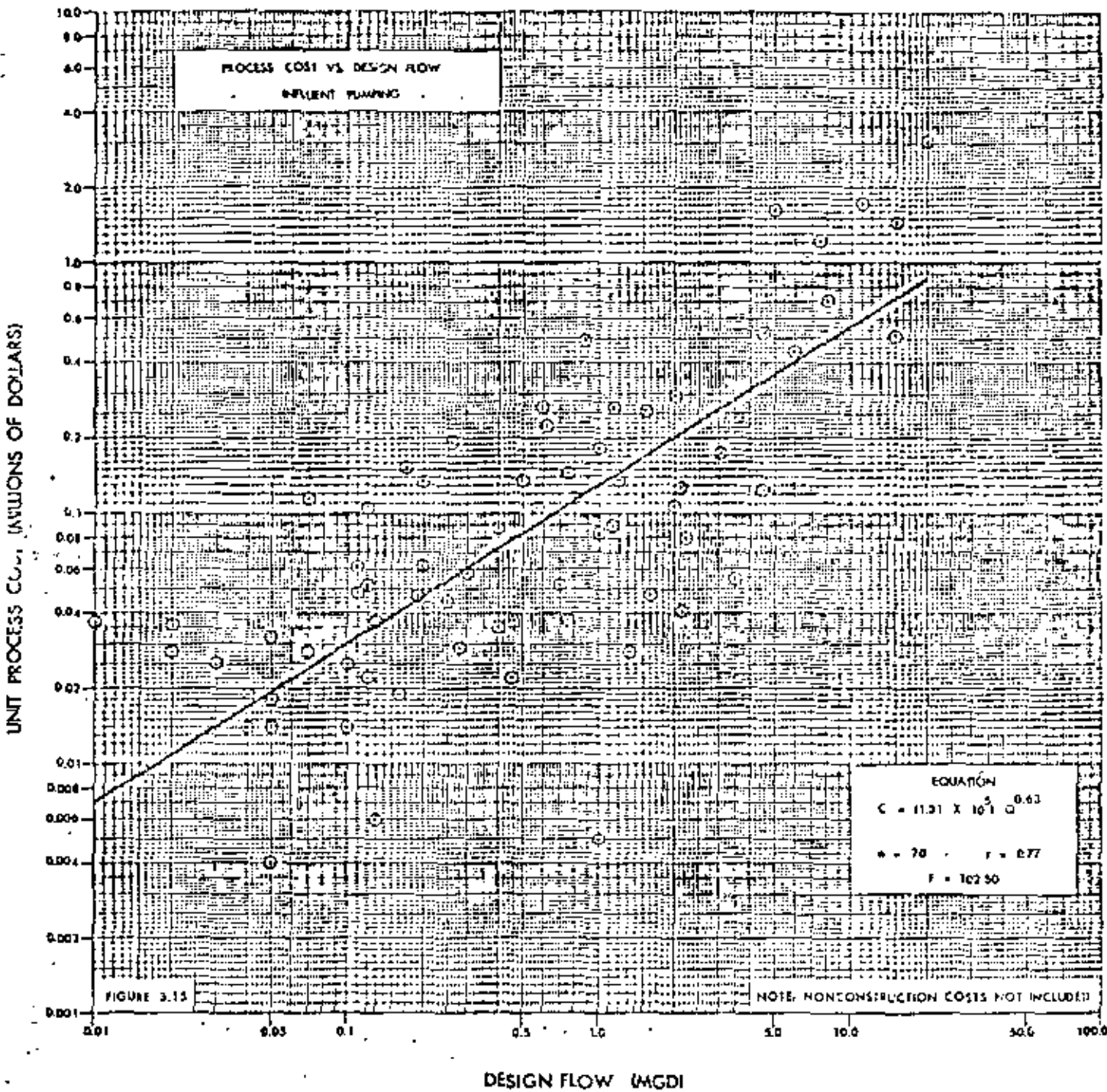
	Design Flow (mgd)		
	1.0	10.0	20.0
Total Construction Costs	\$2,203,000	\$11,315,000	\$18,594,000
Step III Nonconstruction Costs * (20%)	440,000	2,263,000	3,719,000
Step I Costs *	51,000	264,000	433,000
Step II Costs *	<u>122,000</u>	<u>628,000</u>	<u>1,032,000</u>
TOTAL PROJECTED COSTS	\$2,816,000	\$14,470,000	\$23,778,000

\* From Table 3.1.

These costs agree well with the total project costs determined from the First Order cost curves (see Table 3.5). Some divergence of costs between the two levels of estimating is apparent, however, as design flow increases. This could be due to the fact that more complex unit process schemes than the one chosen in this example are commonly utilized for the larger facilities.







DESIGN FLOW (MGDI)

# UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)

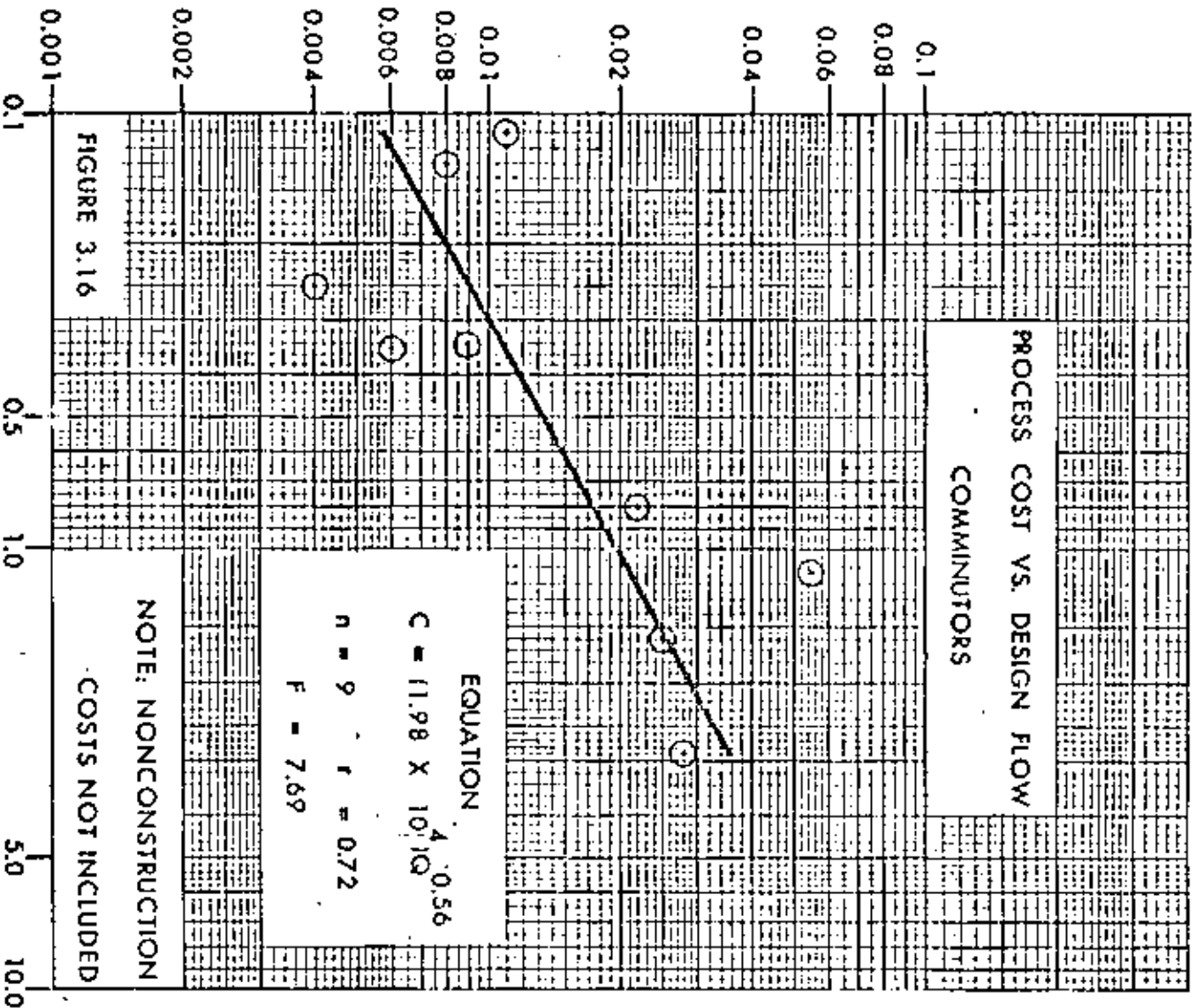
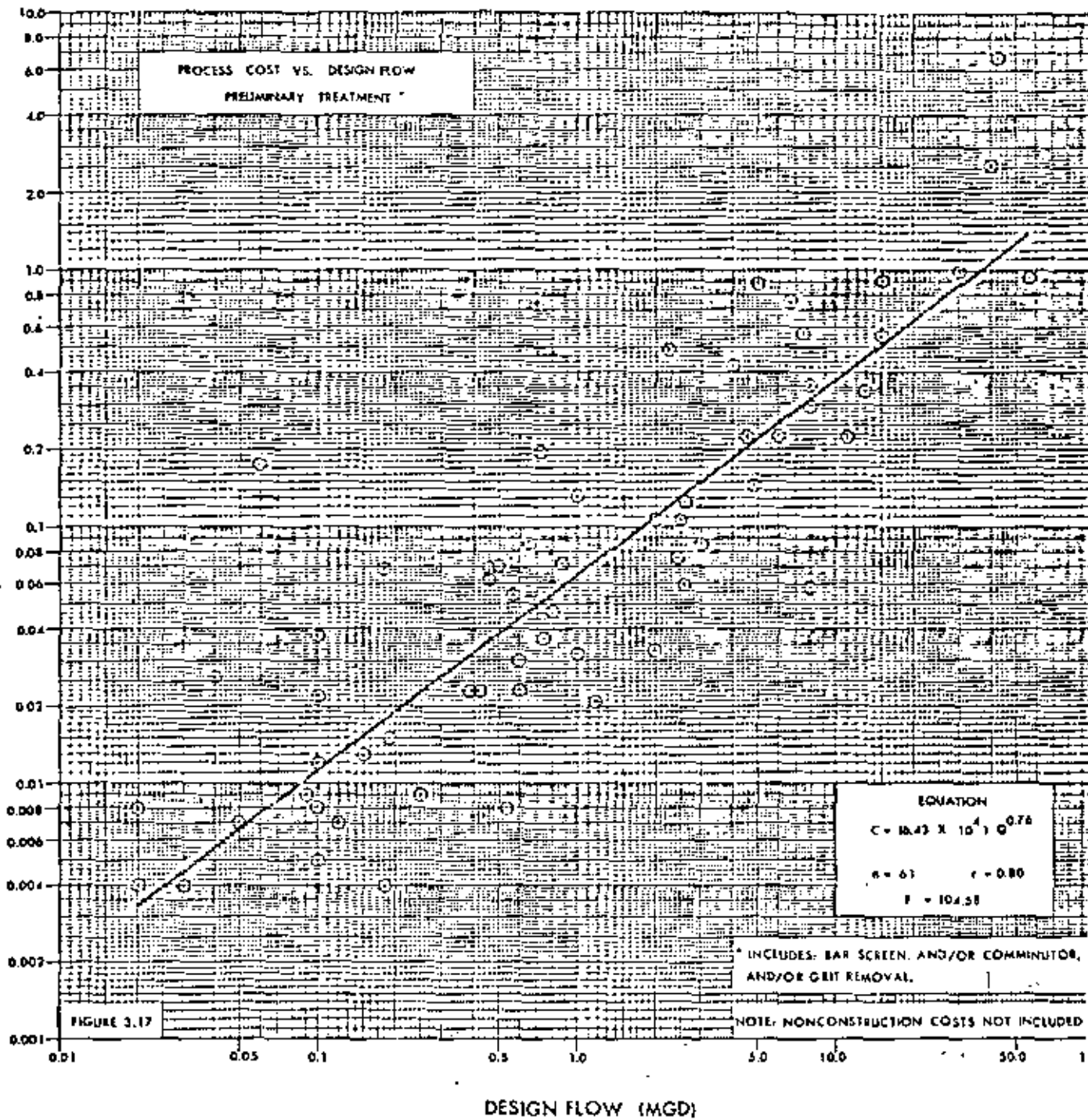


FIGURE 3.16

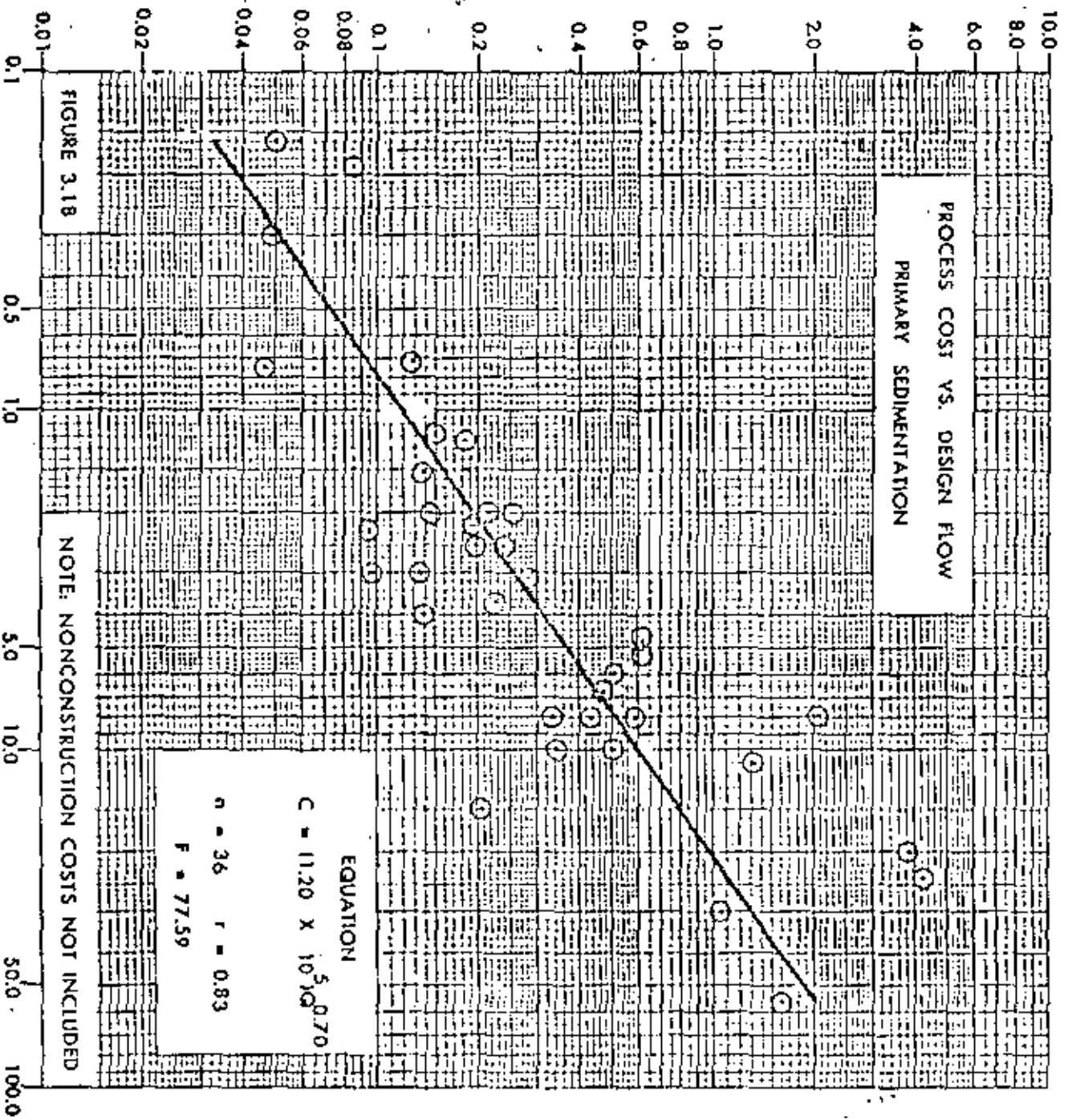
DESIGN FLOW (MGD)

UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



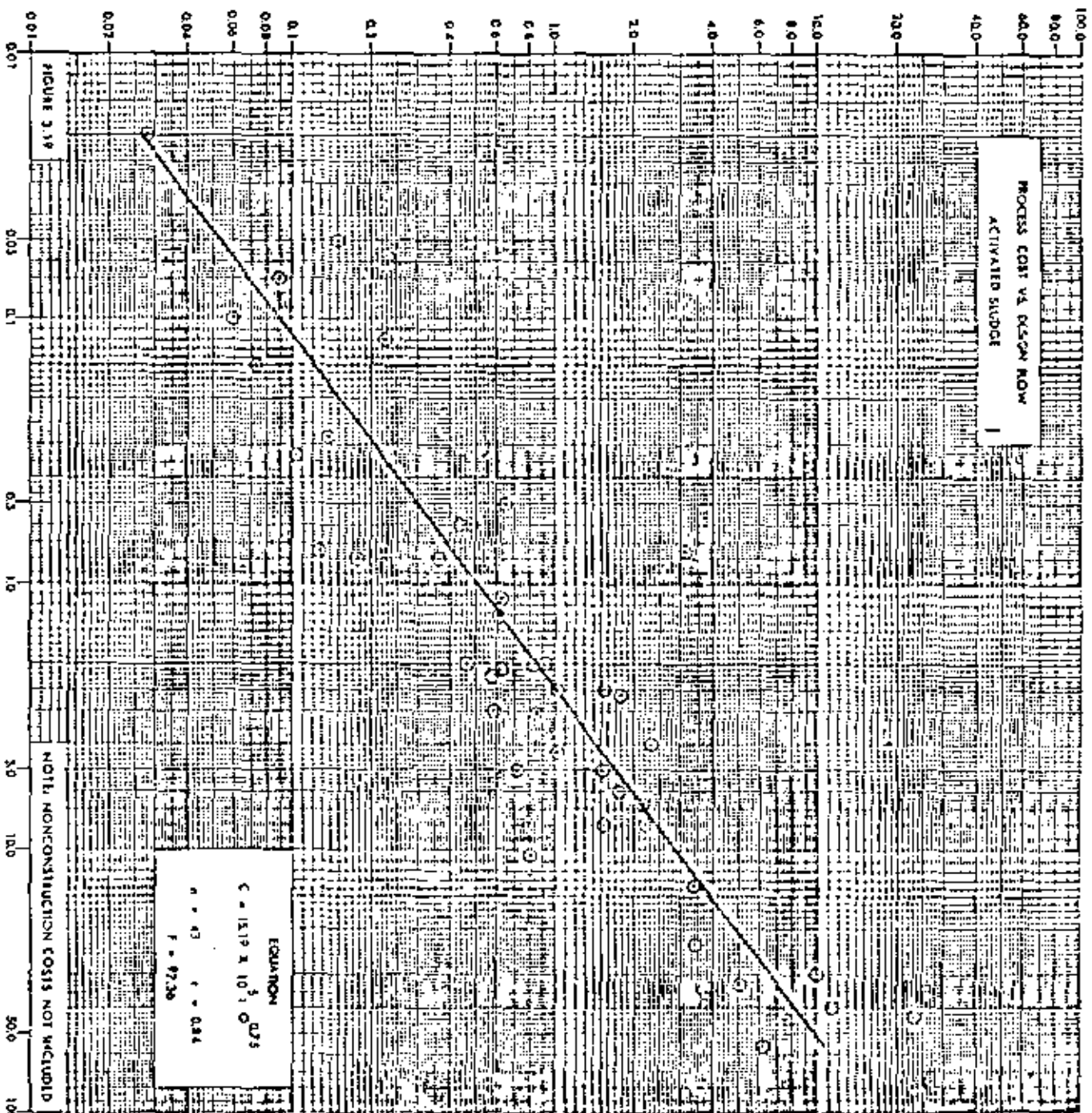
9 E

UNT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



DESIGN FLOW (MGD)

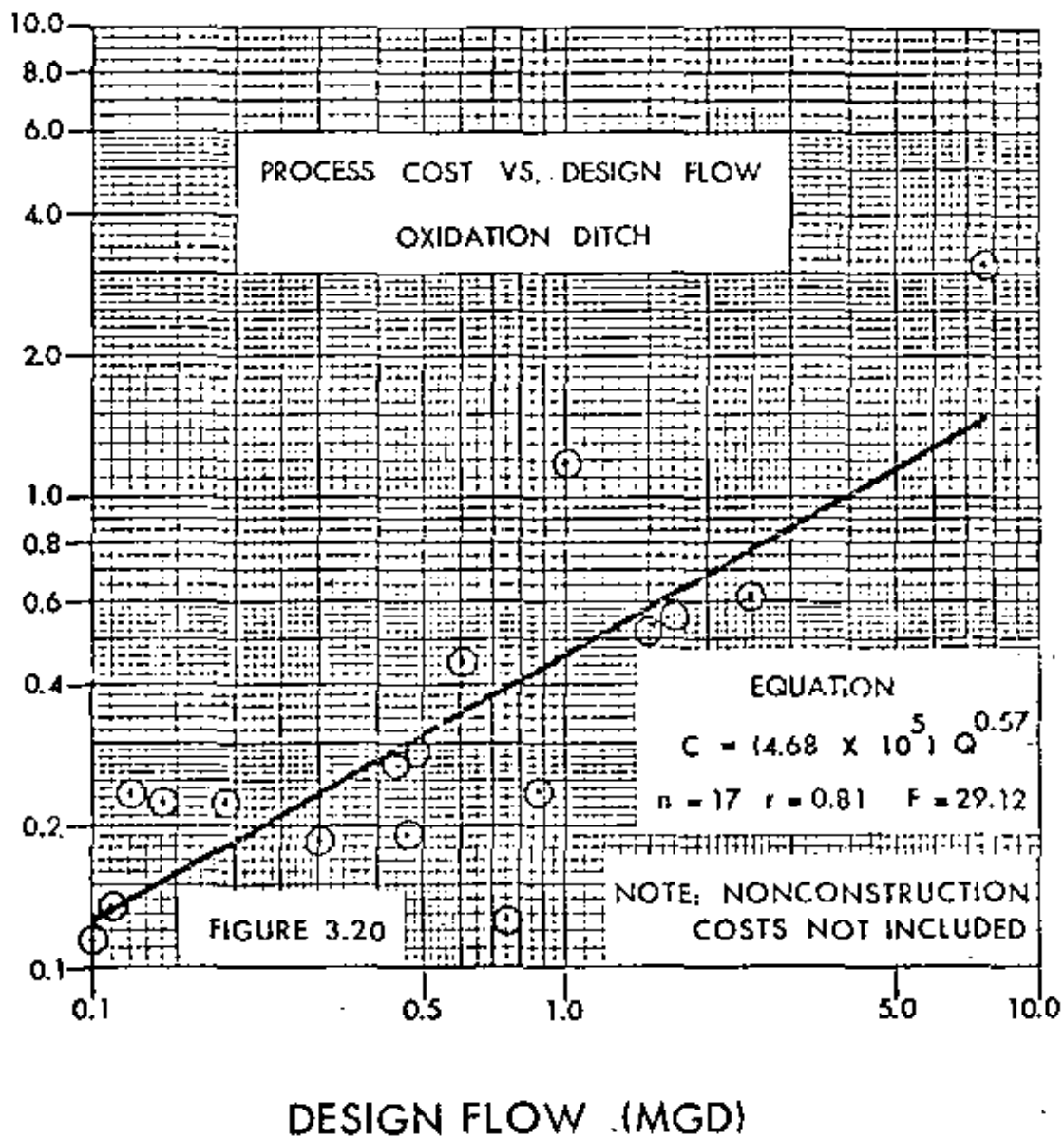
UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



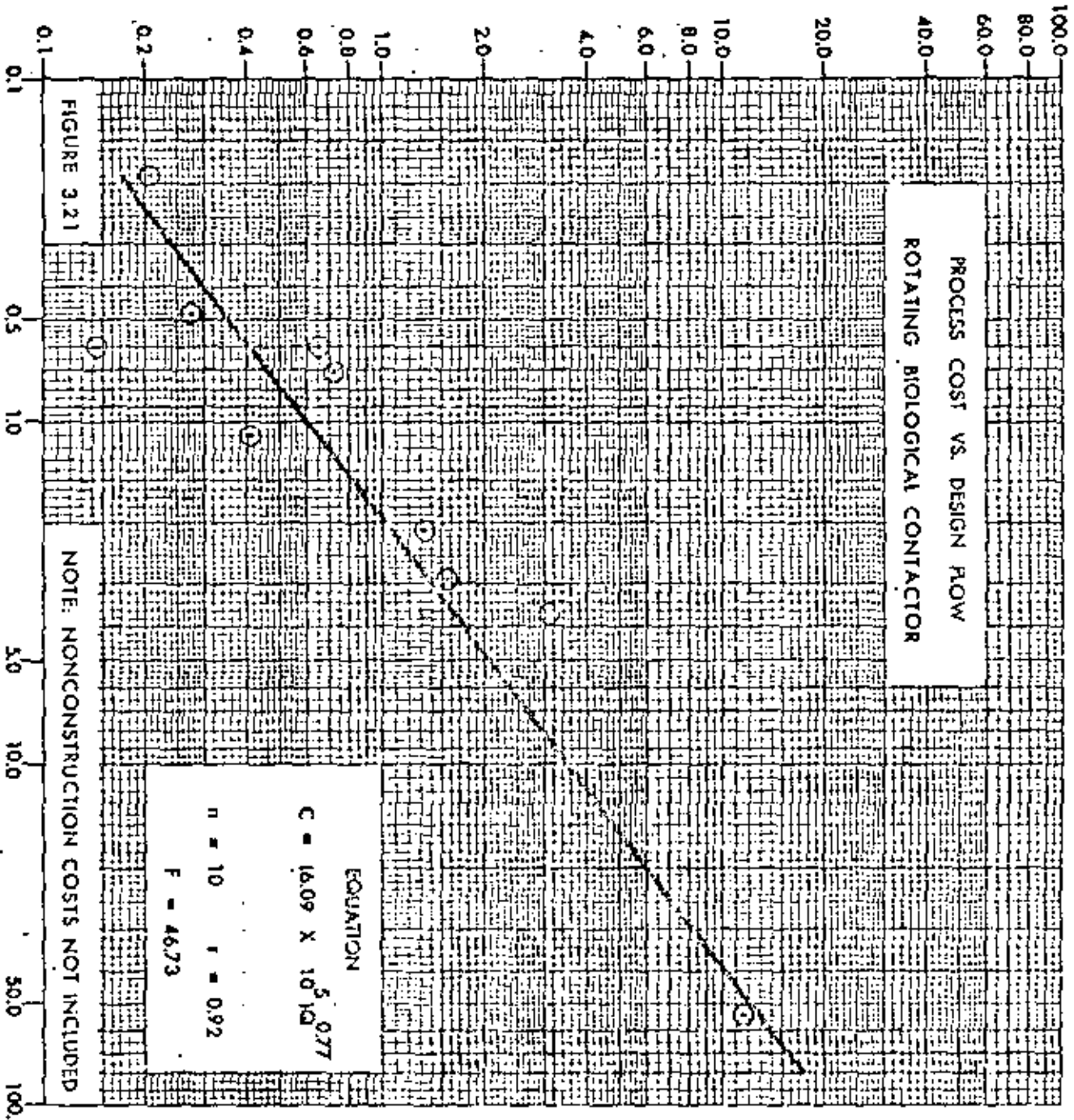
DESIGN FLOW (MGD)

3A

UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)

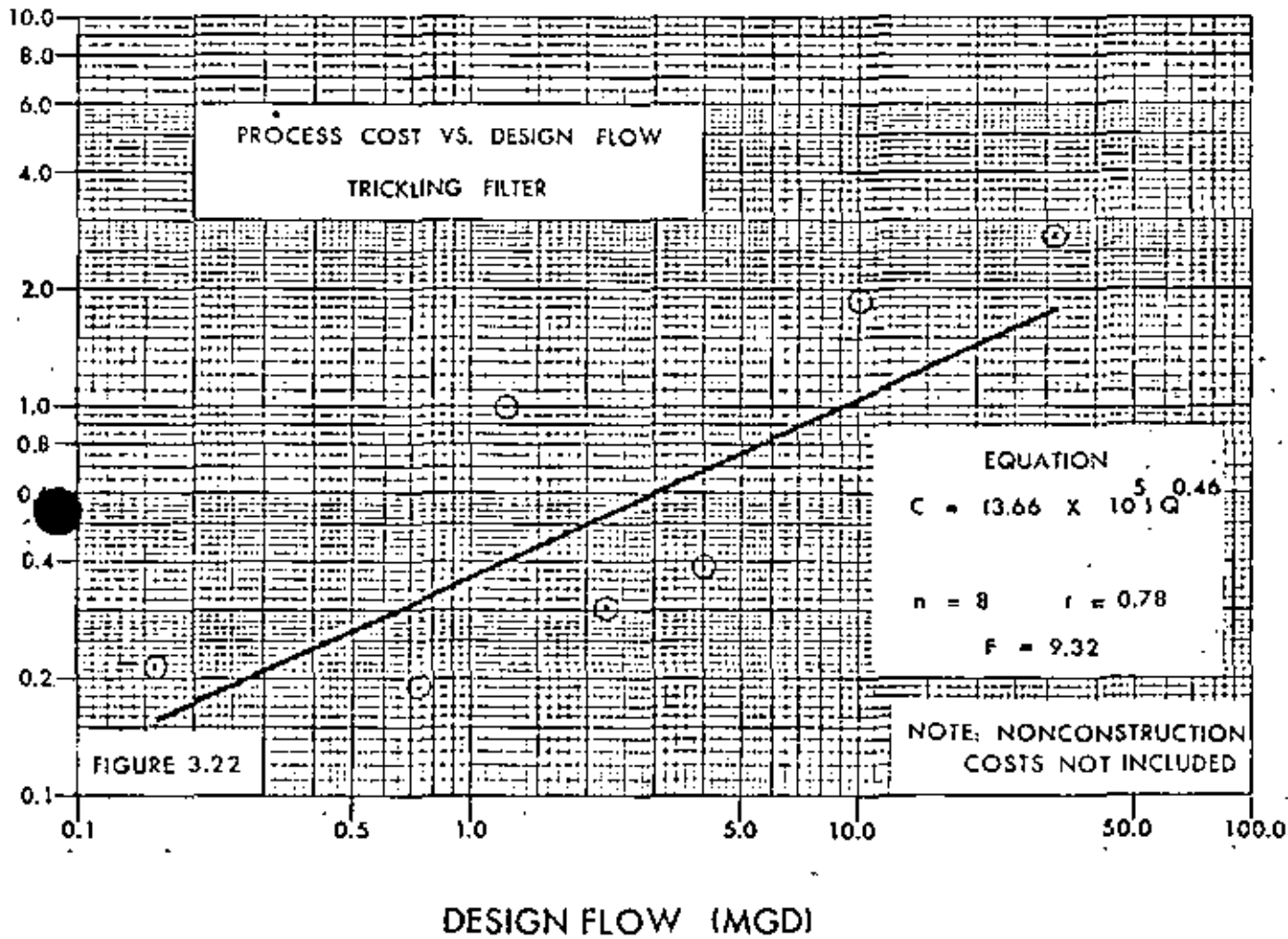


UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



DESIGN FLOW (MGD)

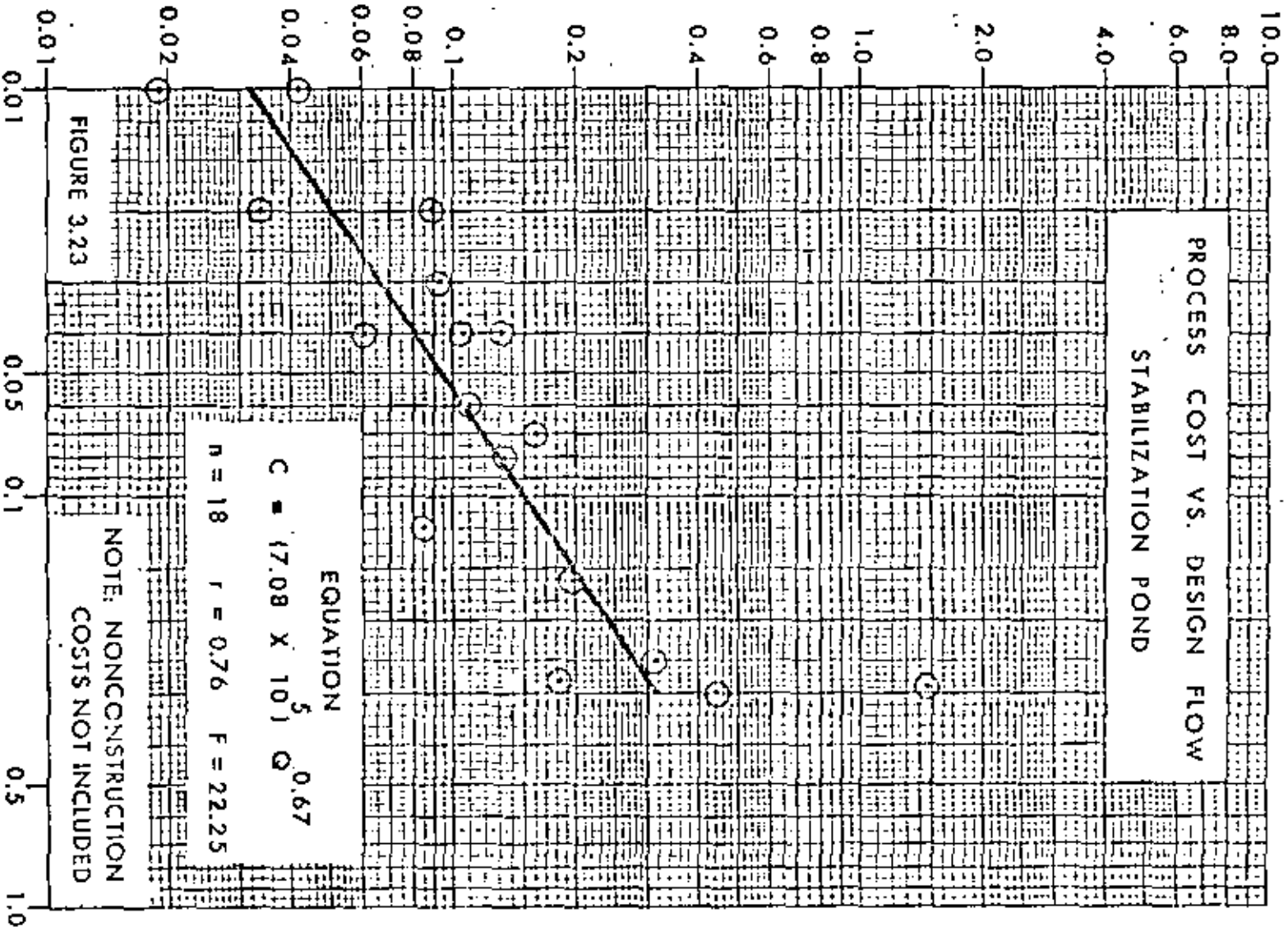
40



41

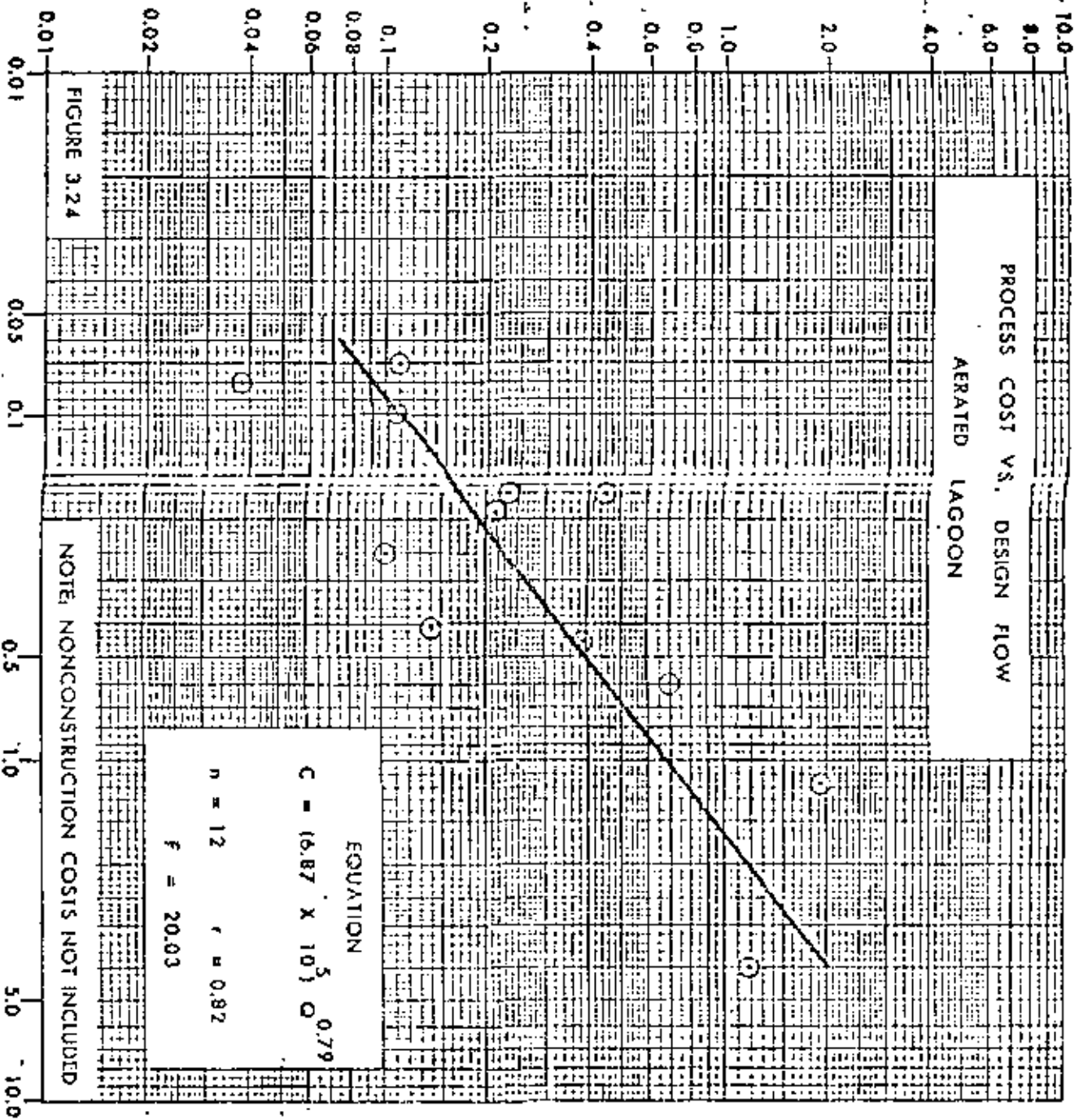


UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



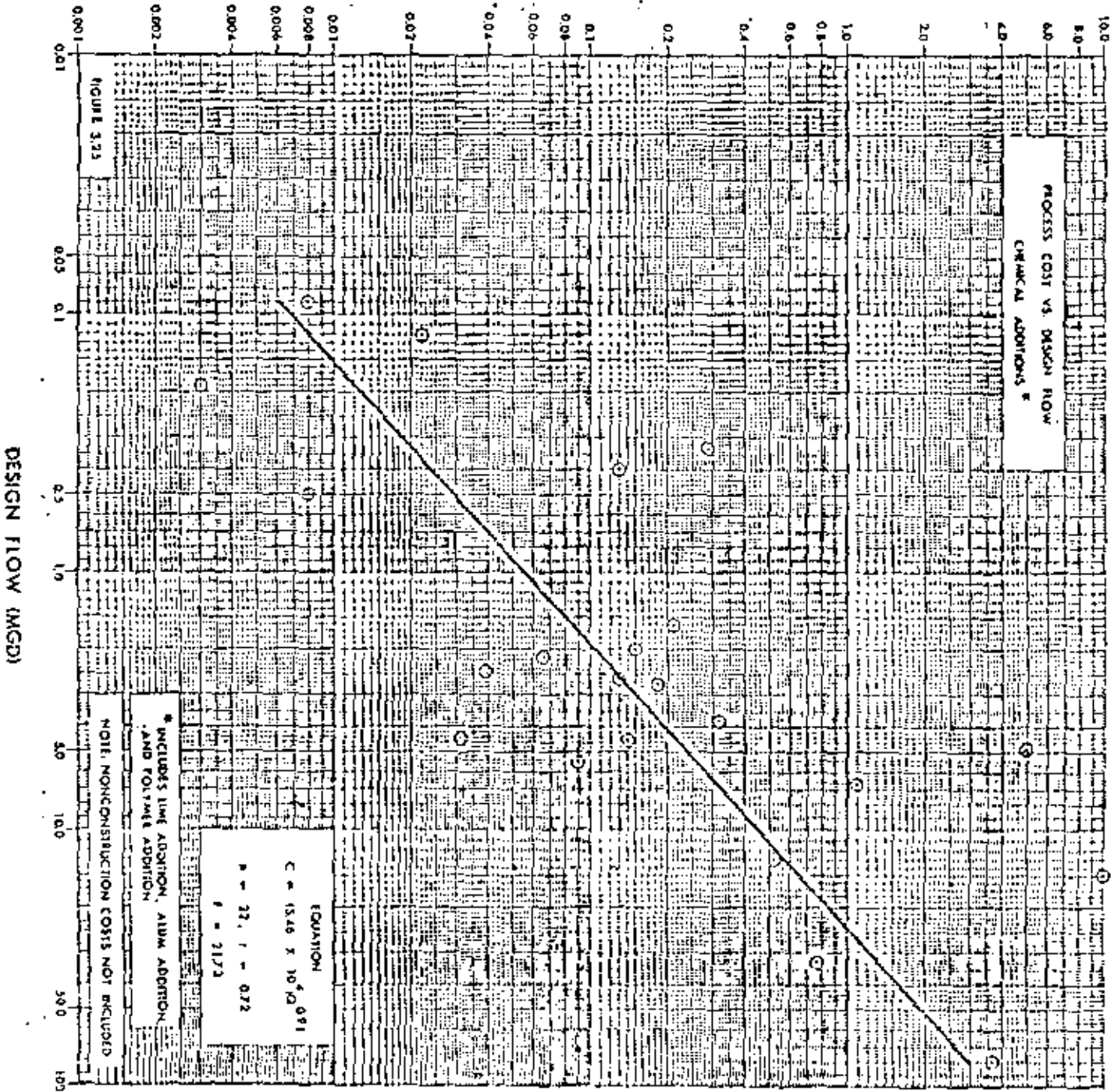
DESIGN FLOW (MGD)

UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



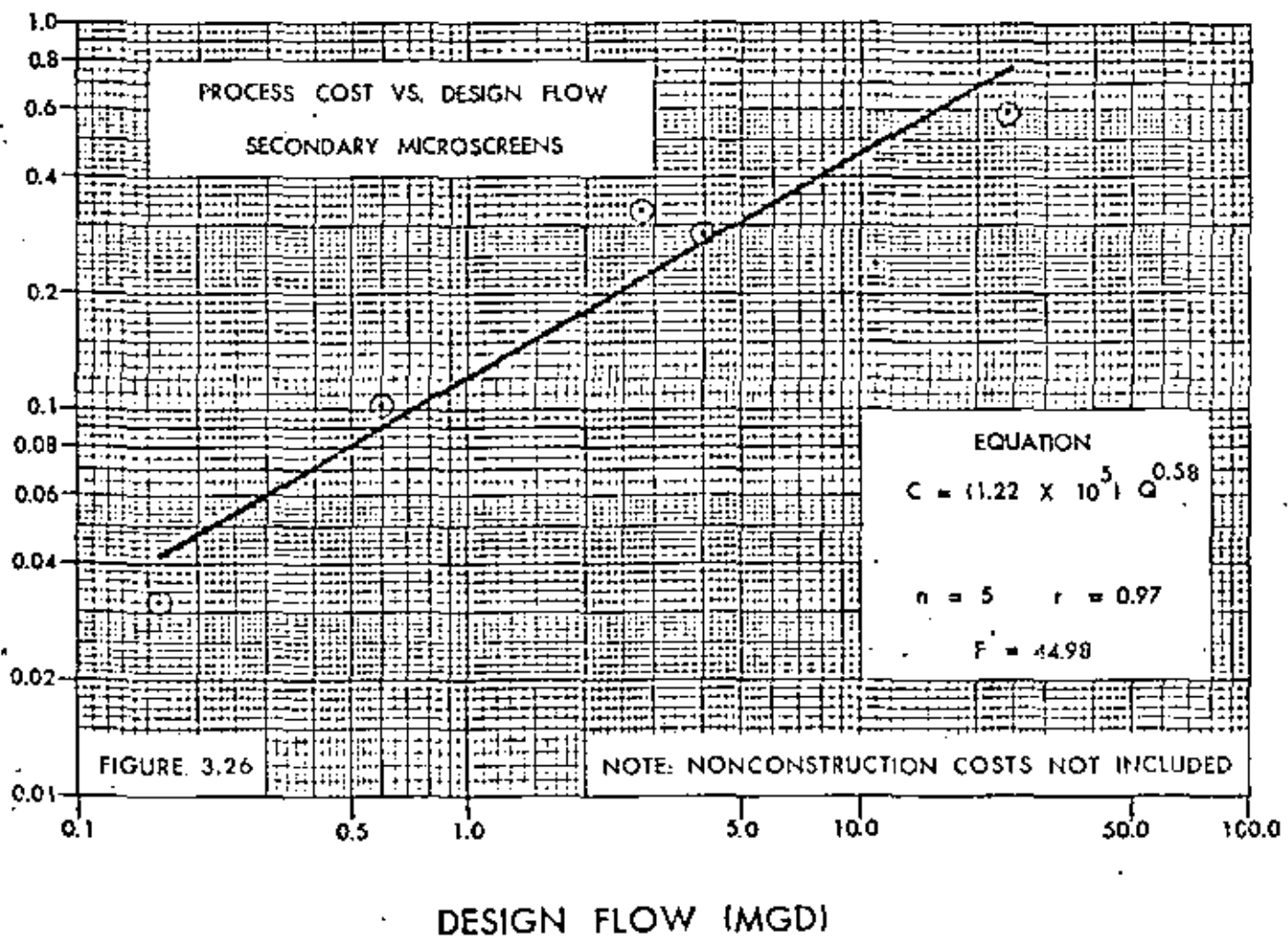
DESIGN FLOW (MGD)

UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)

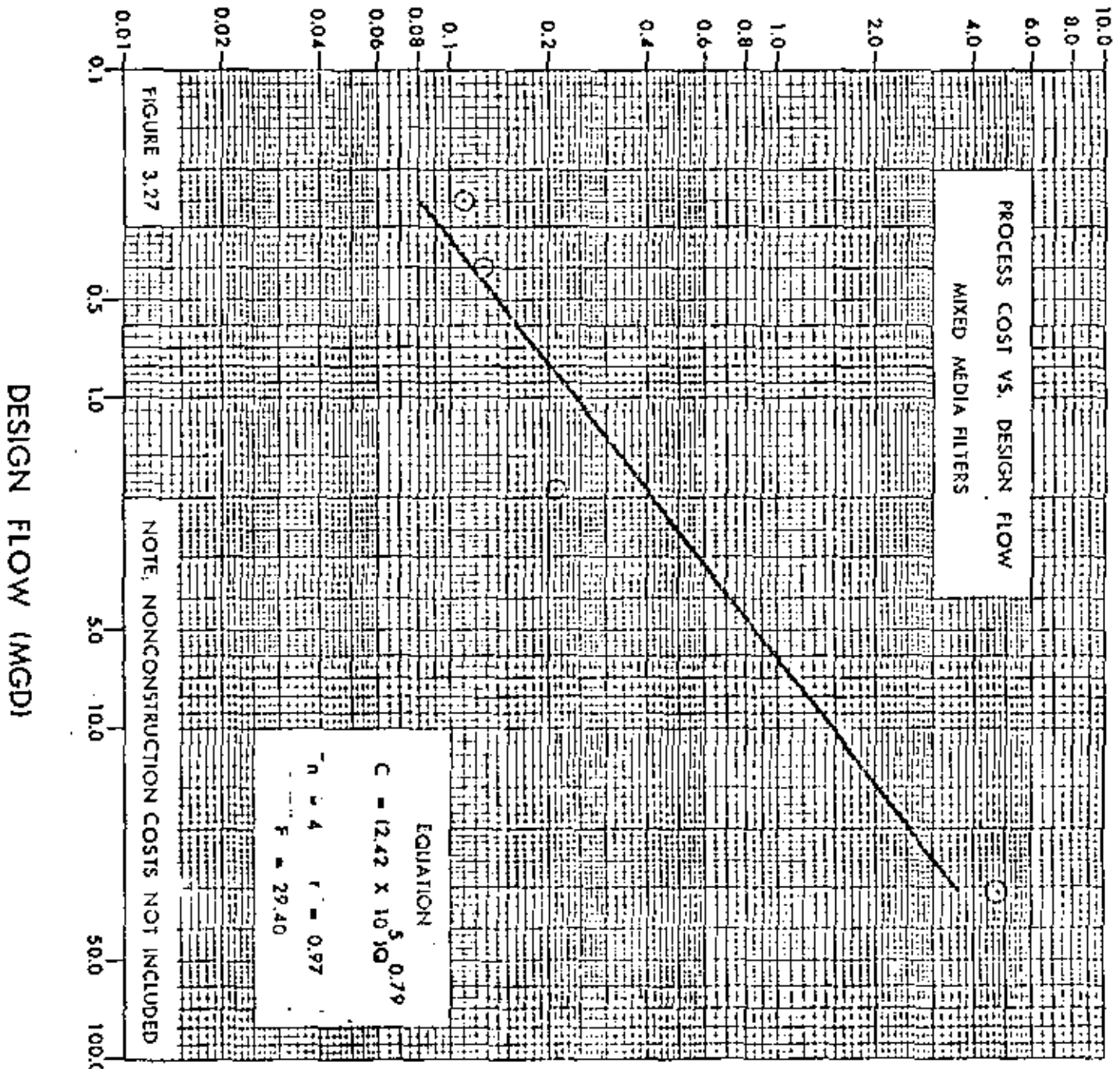


HA

L PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)

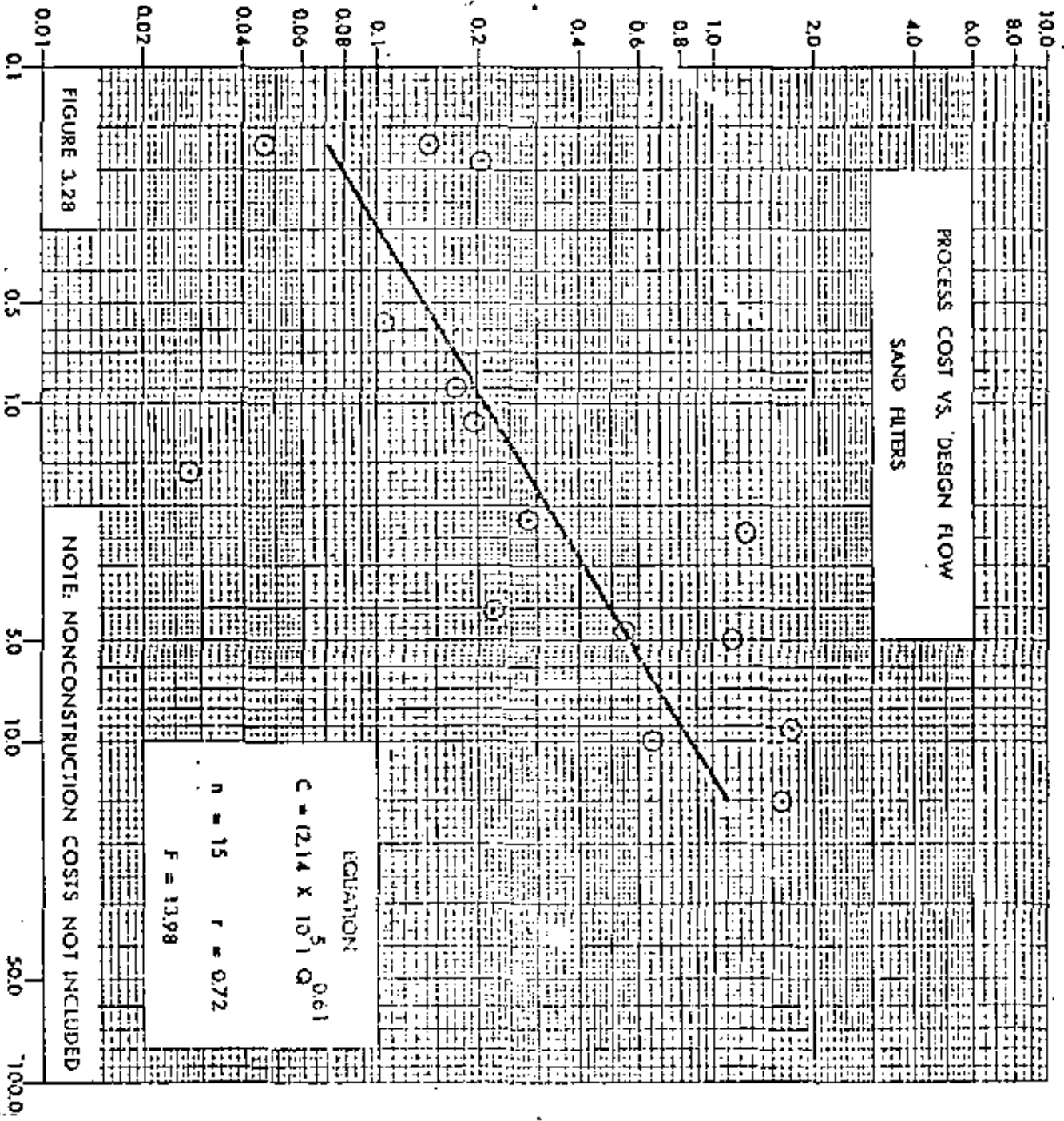


# UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



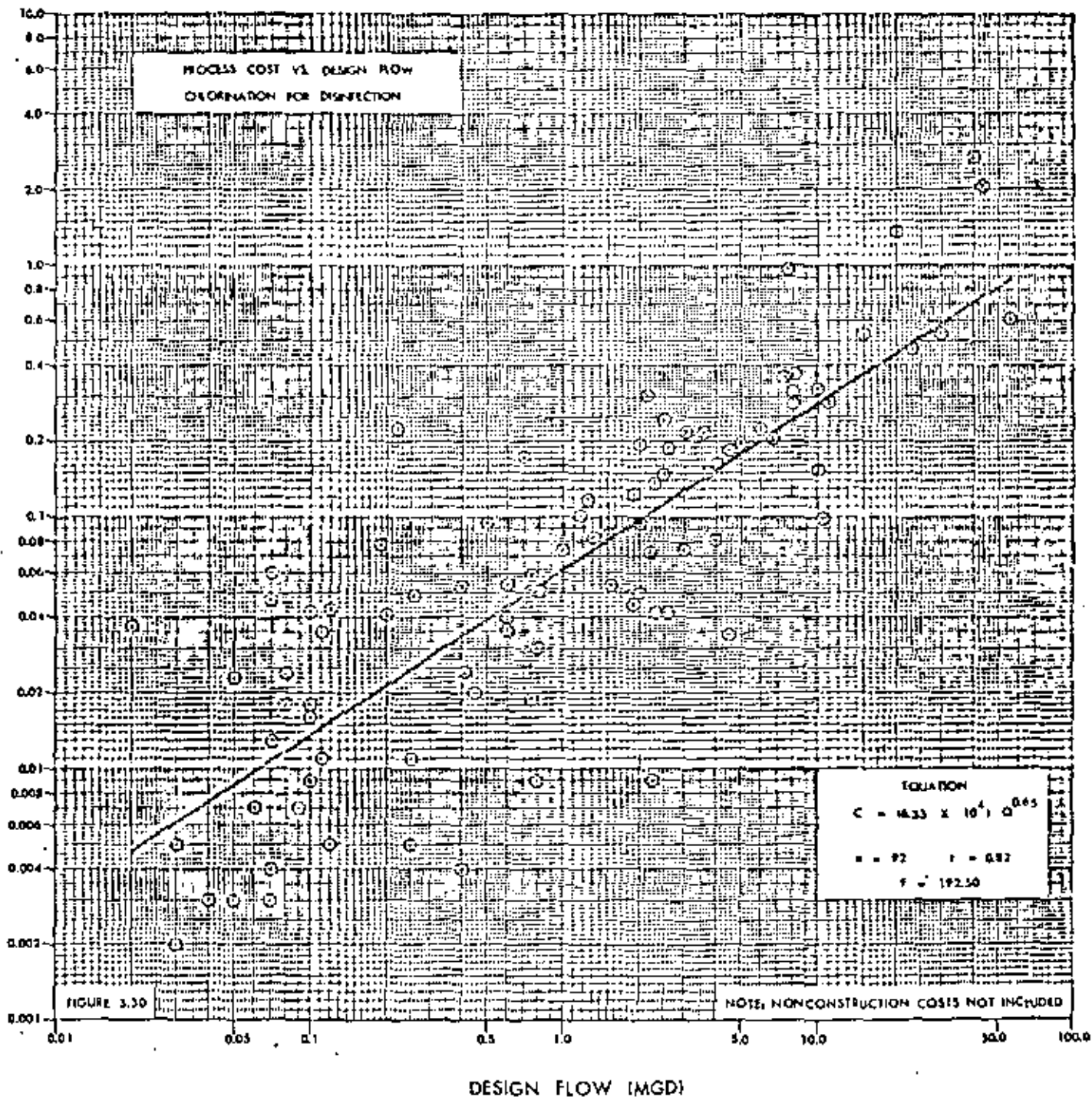
46

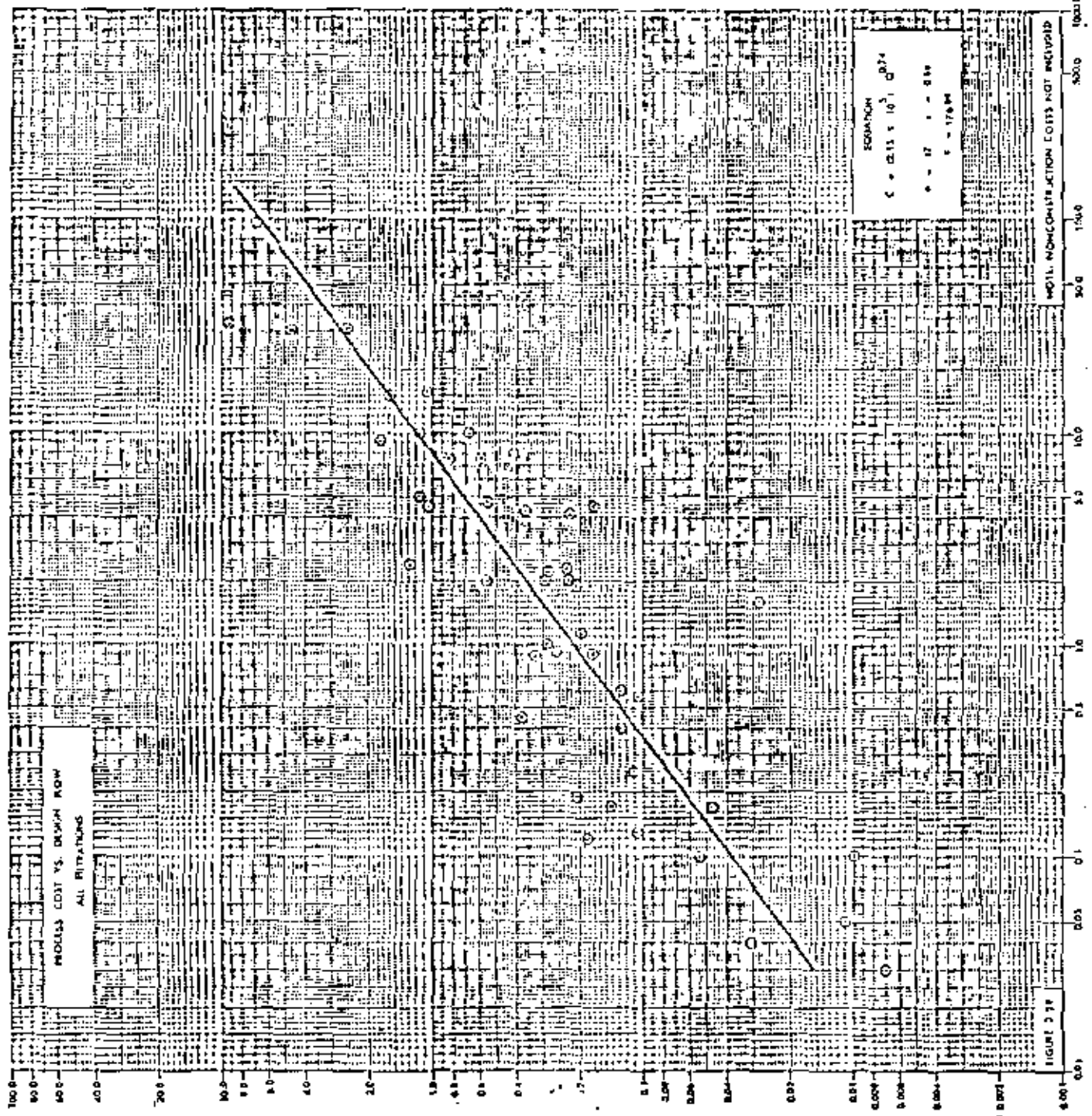
UNIT PROCES. COST (MILLIONS OF DOLLARS)



DESIGN FLOW (MGD)

UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



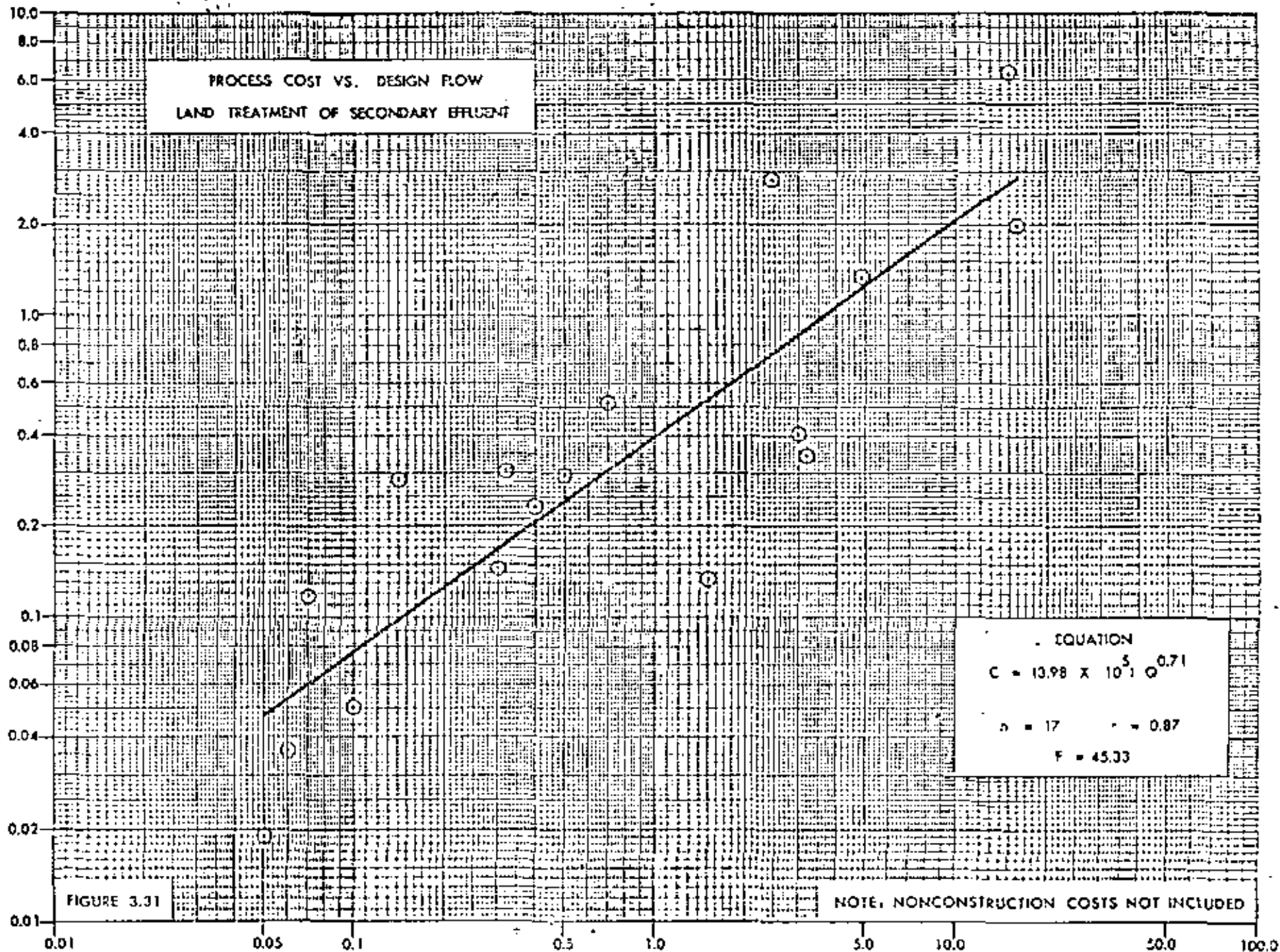


MODEL COST VS. DESIGN FLOW  
 ALL PLANTINGS



UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)

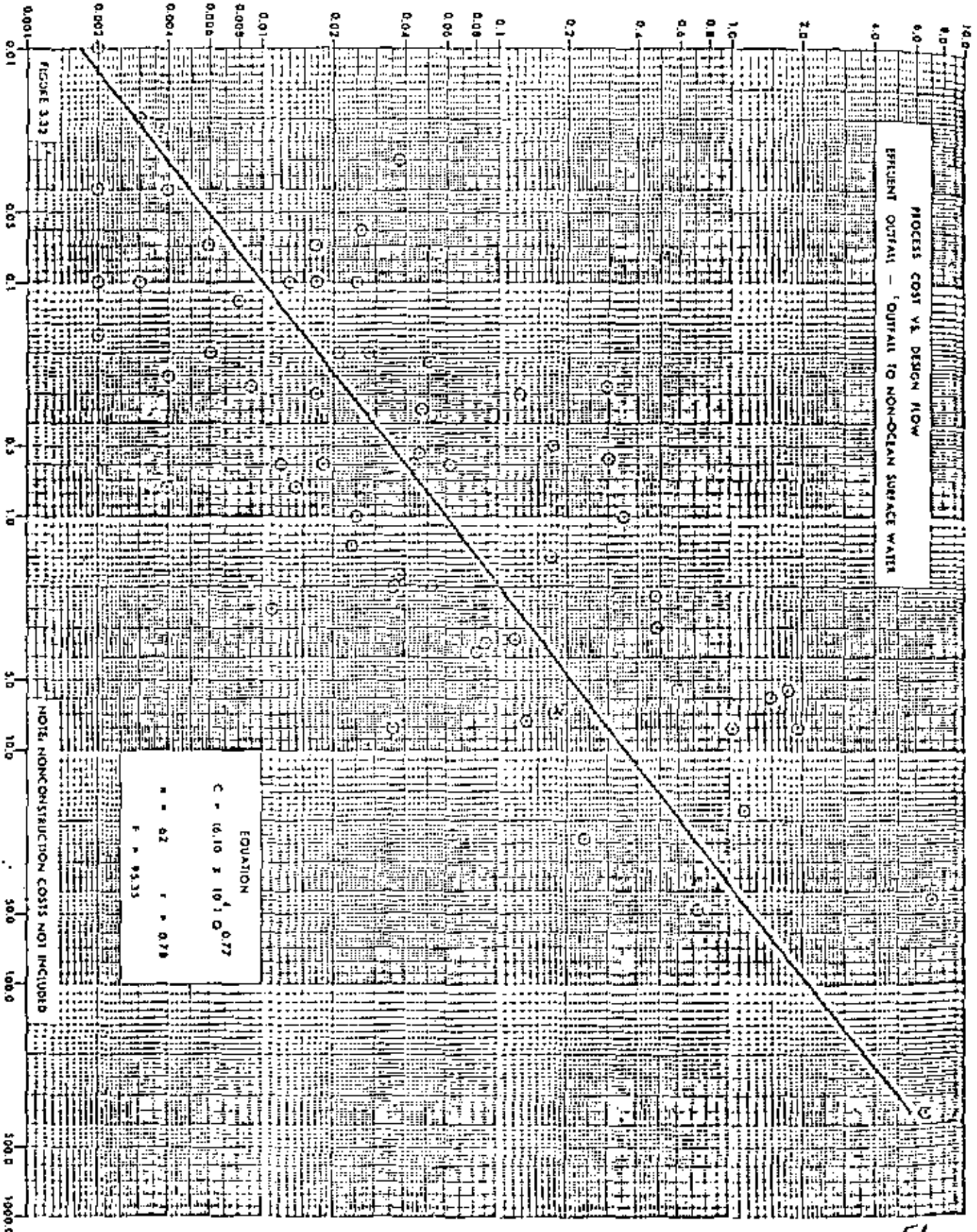
PROCESS COST VS. DESIGN FLOW  
LAND TREATMENT OF SECONDARY EFFLUENT



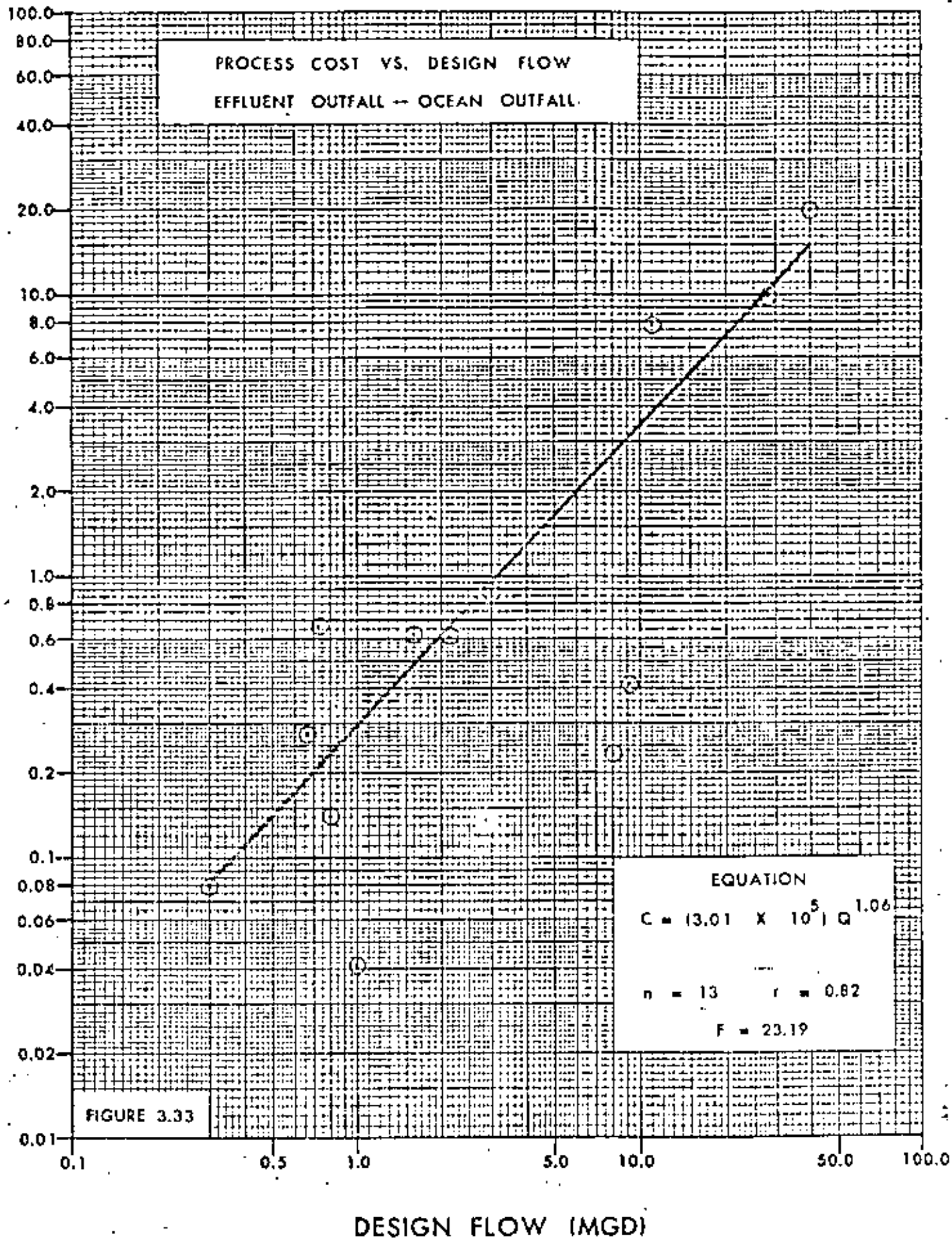
DESIG. FLOW (MGD)

UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)

DESIGN FLOW (MGD)



UNIT PROCESS C.C. (MILLIONS OF DOLLARS)



1000.0  
500.0  
100.0

NOTE: NONCONSTRUCTION COSTS NOT INCLUDED

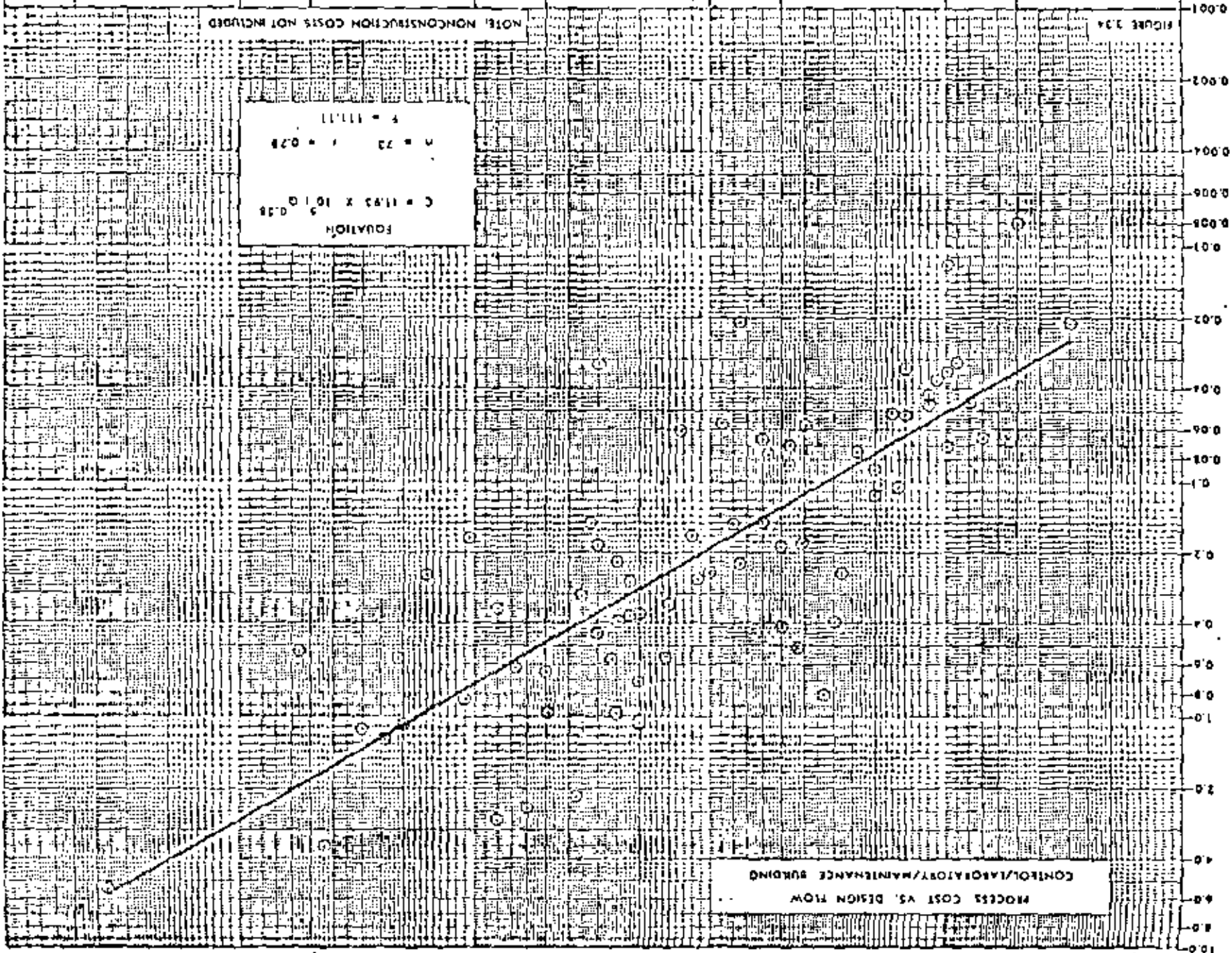
EQUATION

$$C = 11.83 \times 10^{1.0} D^{0.38}$$

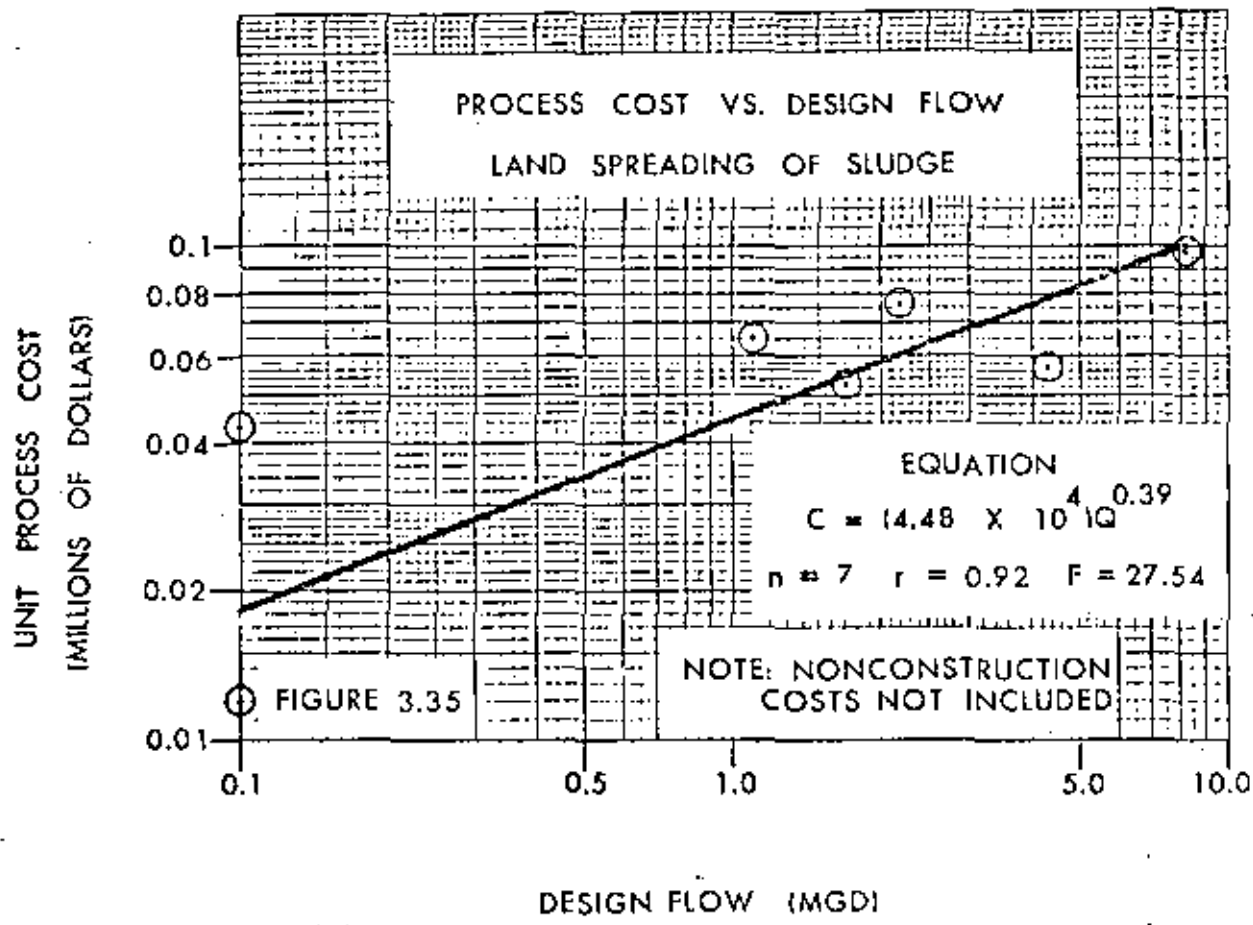
$$n = 23 \quad r = 0.78$$

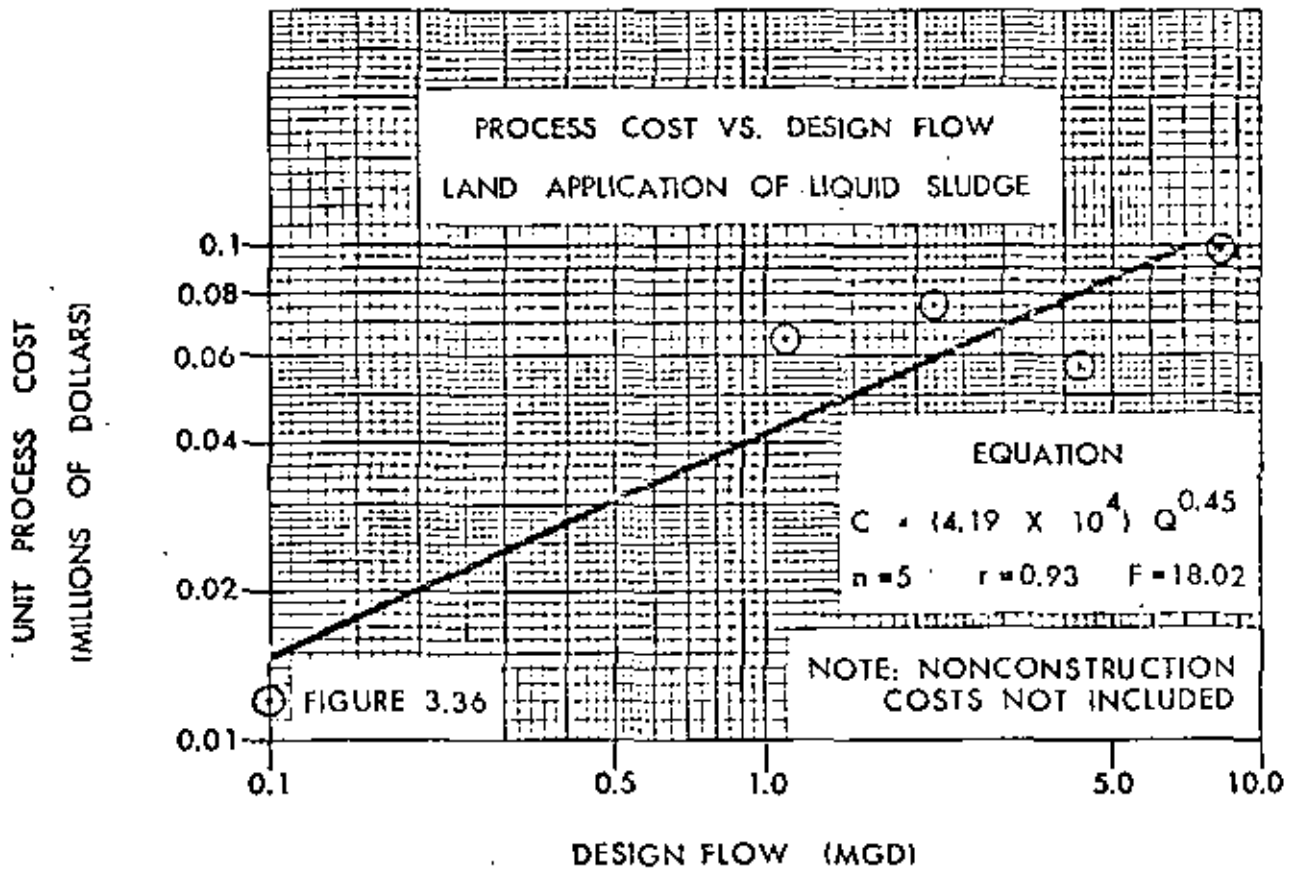
$$s = 111.11$$

UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)

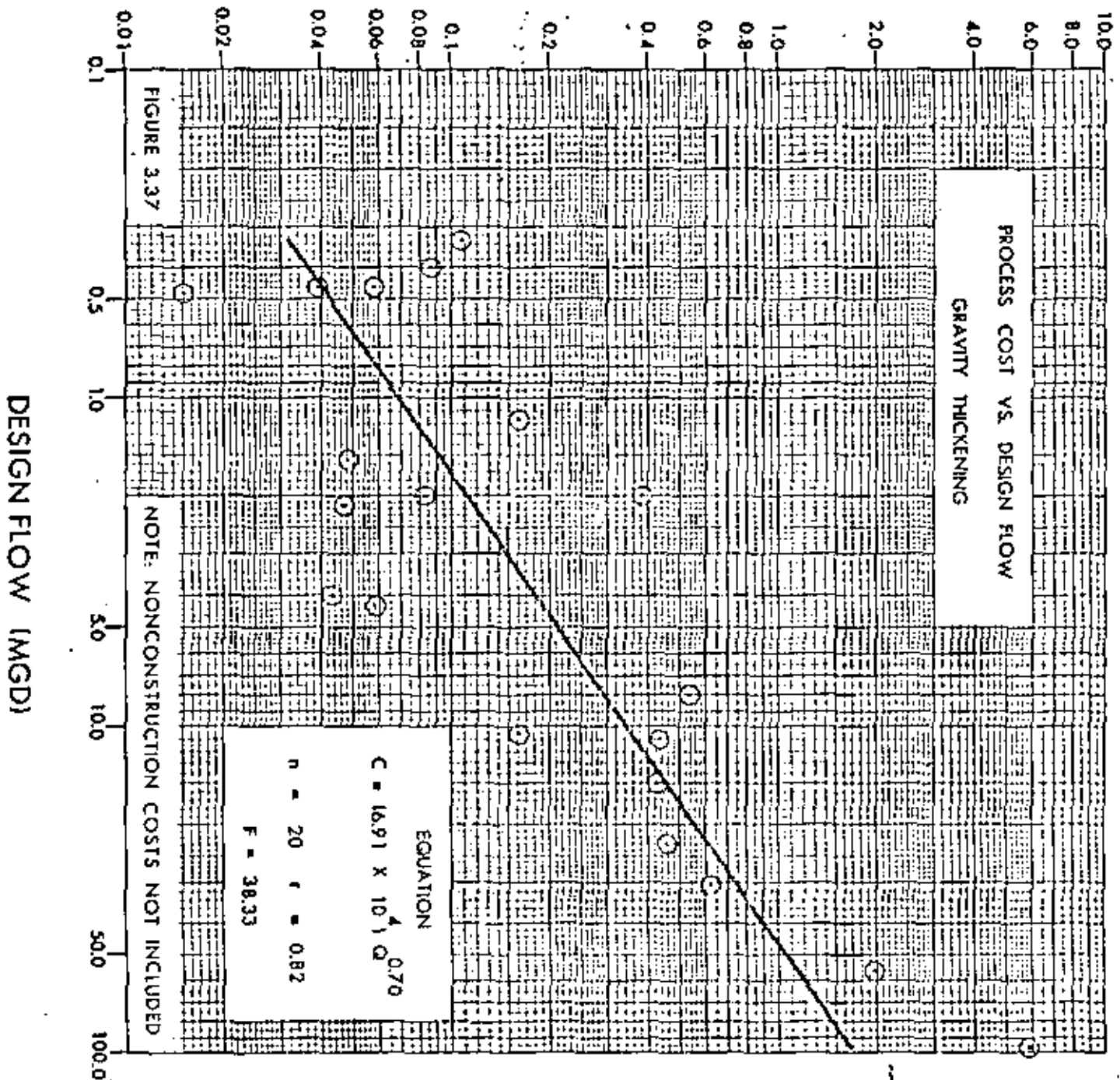


53

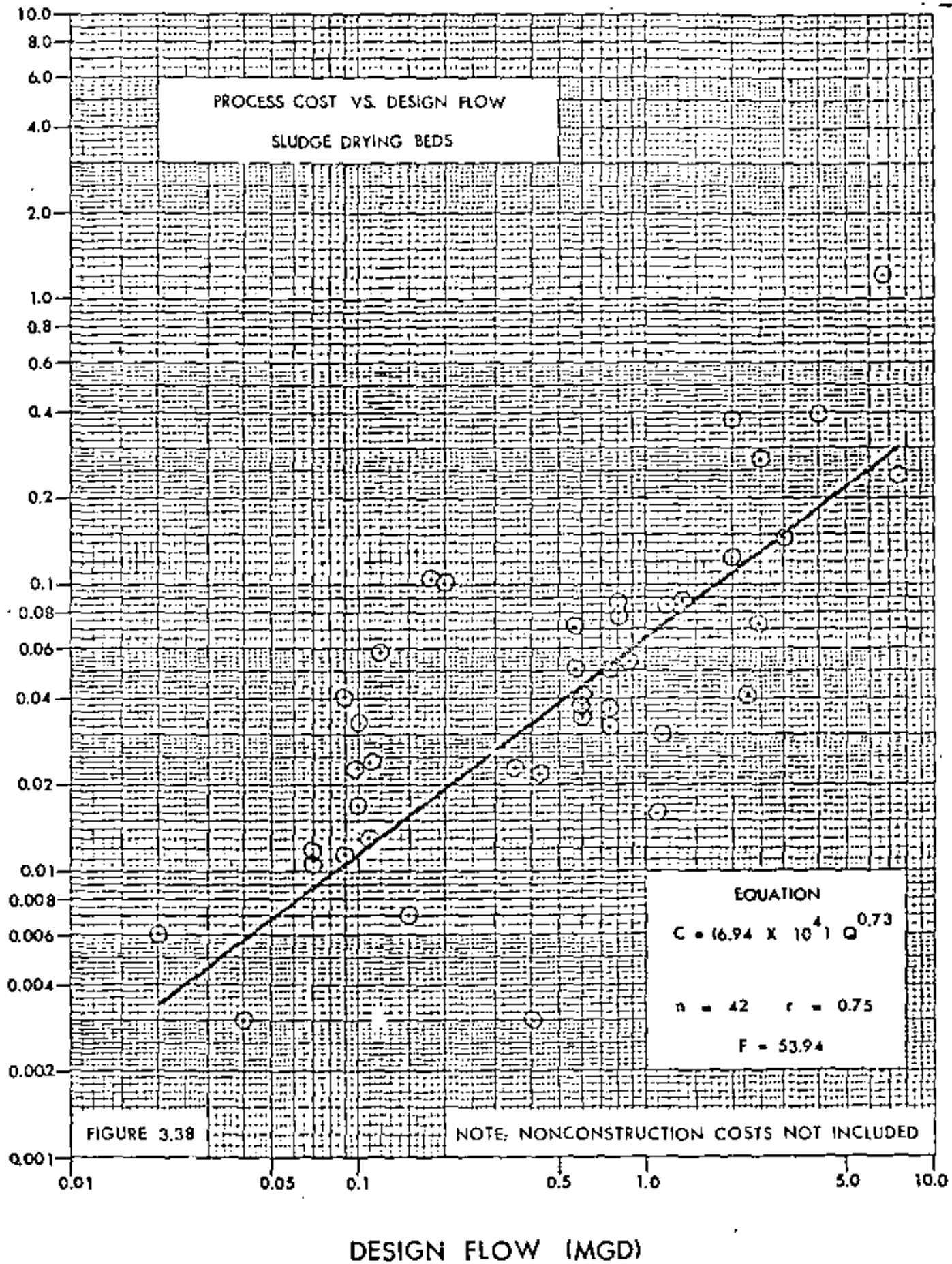




UNIT PROCESS ST (MILLIONS OF DOLLARS)

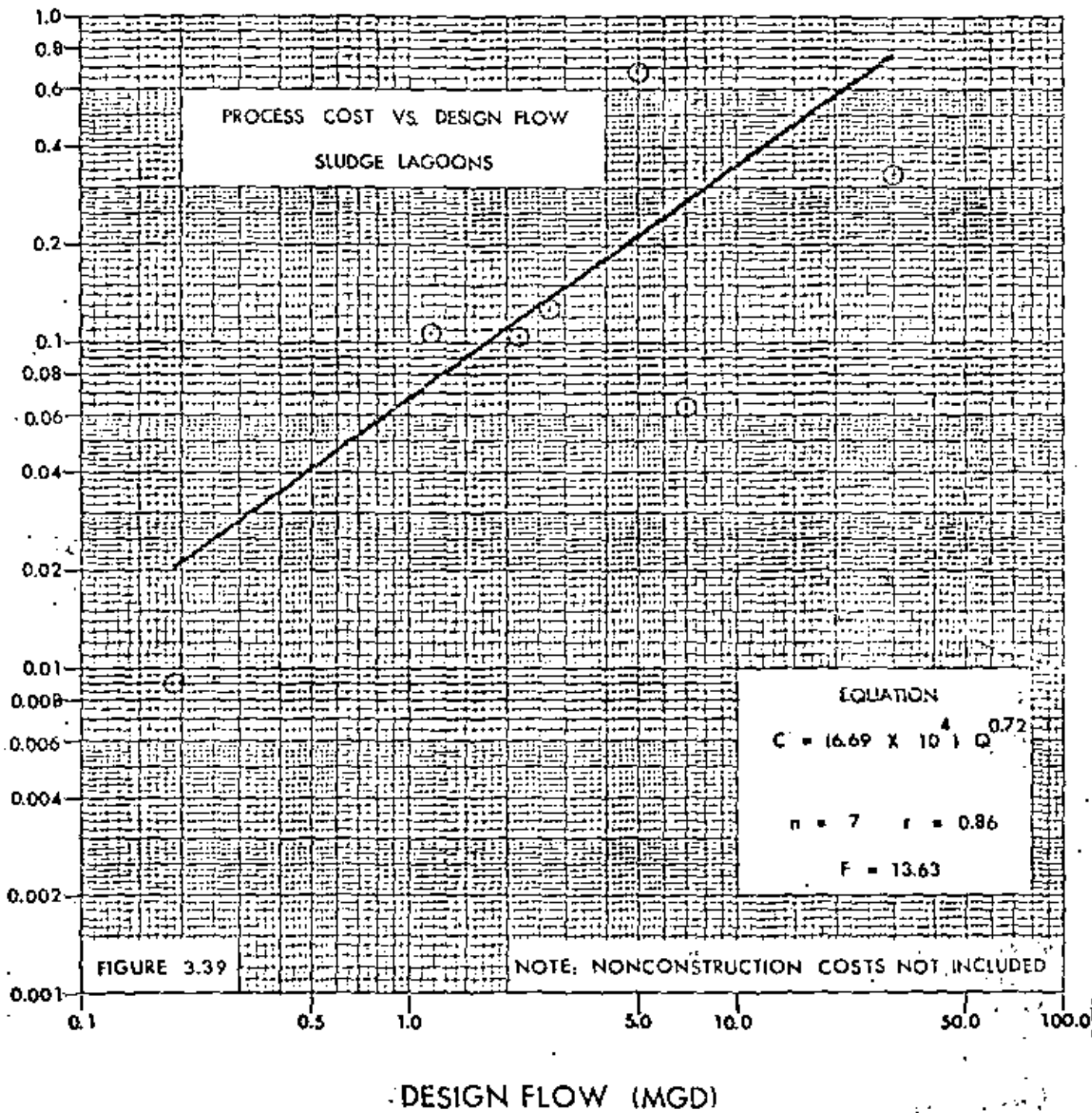


UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)

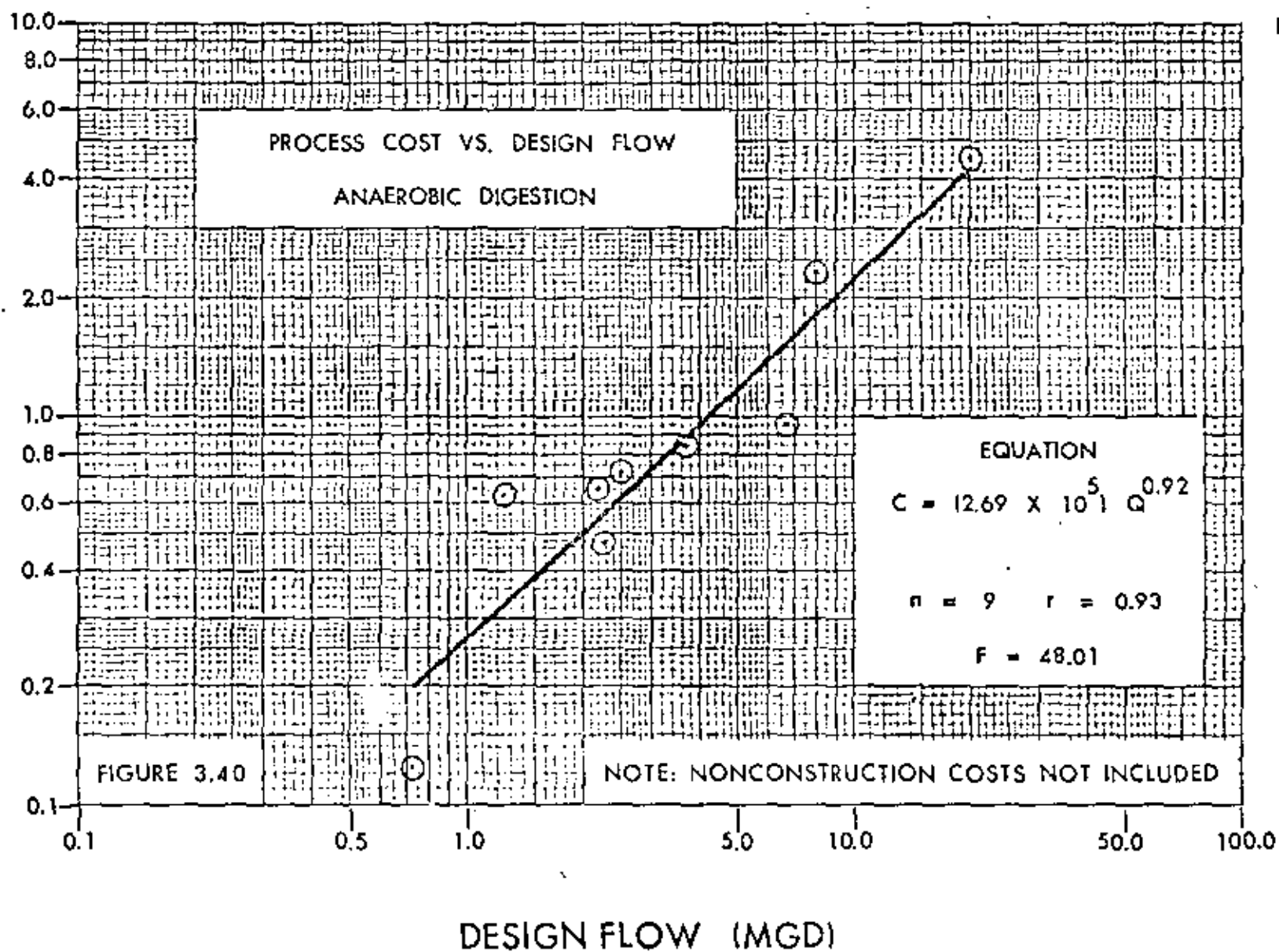




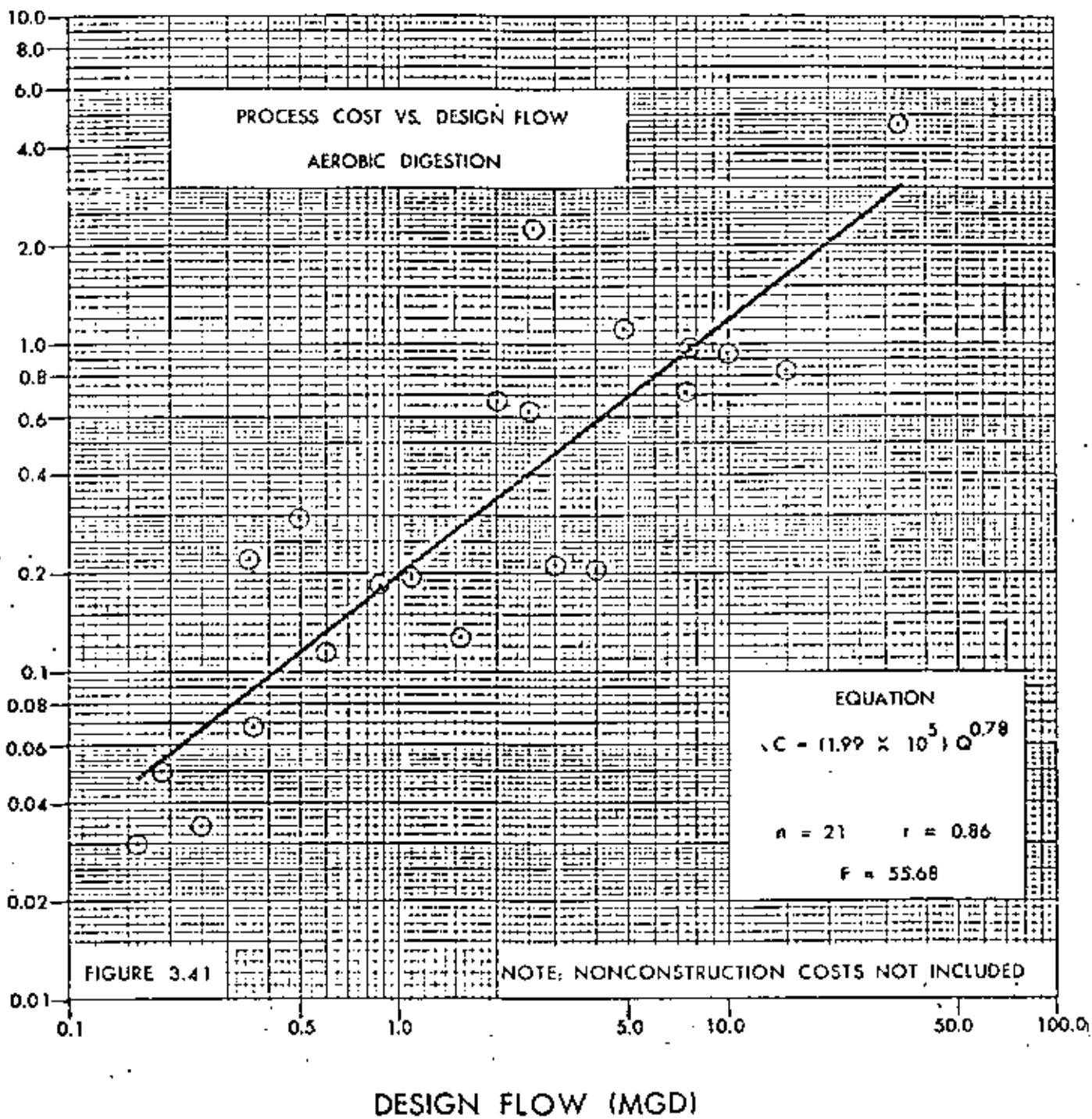
UNIT PROCESS COST, MILLIONS OF DOLLARS



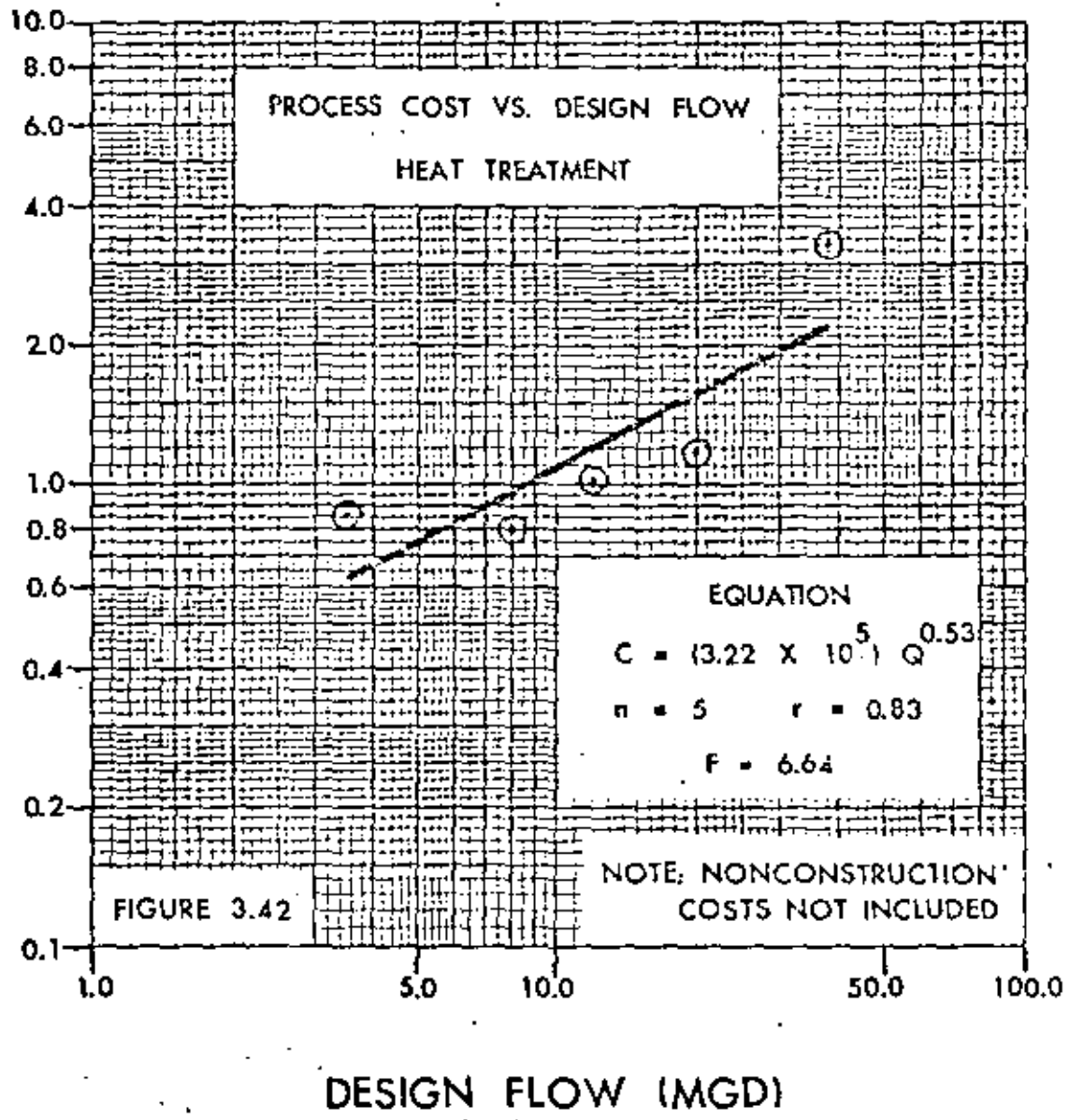
UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



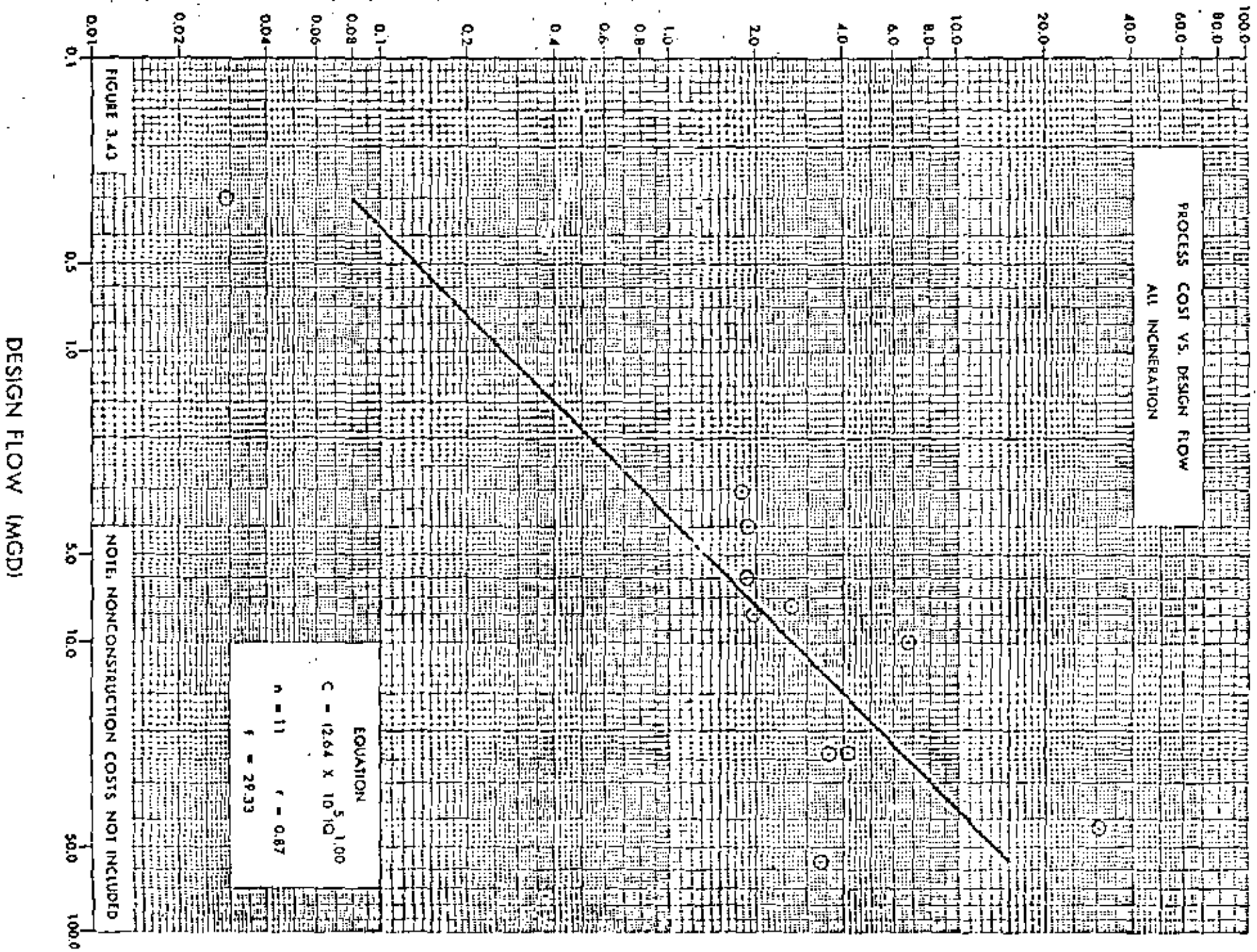
UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



UNIT PROCESS COST (MILLIONS OF DOLLARS)



COST OF COMPONENT ( MILLIONS OF DOLLARS )

COST OF COMPONENT VS. DESIGN FLOW  
MOBILIZATION \*

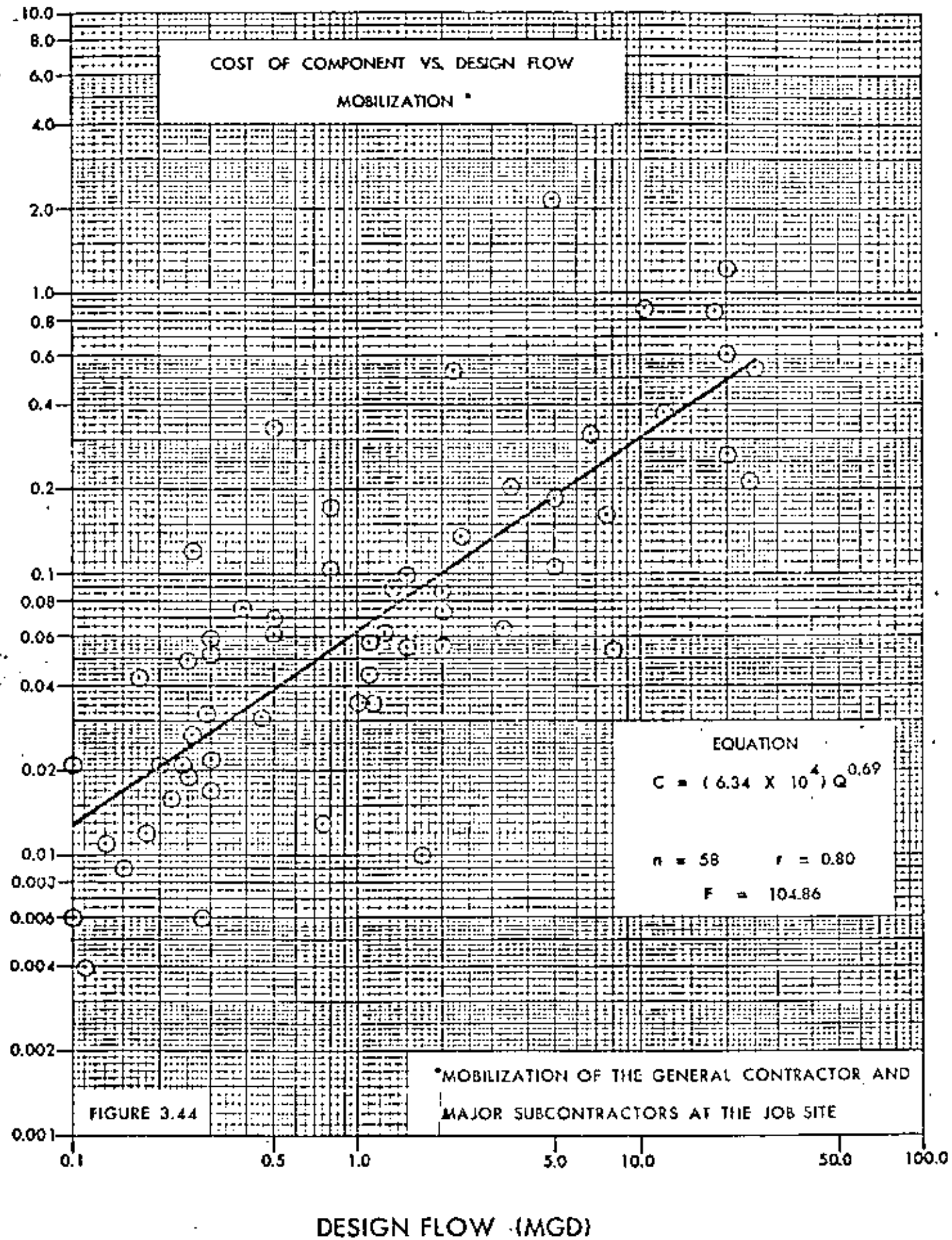
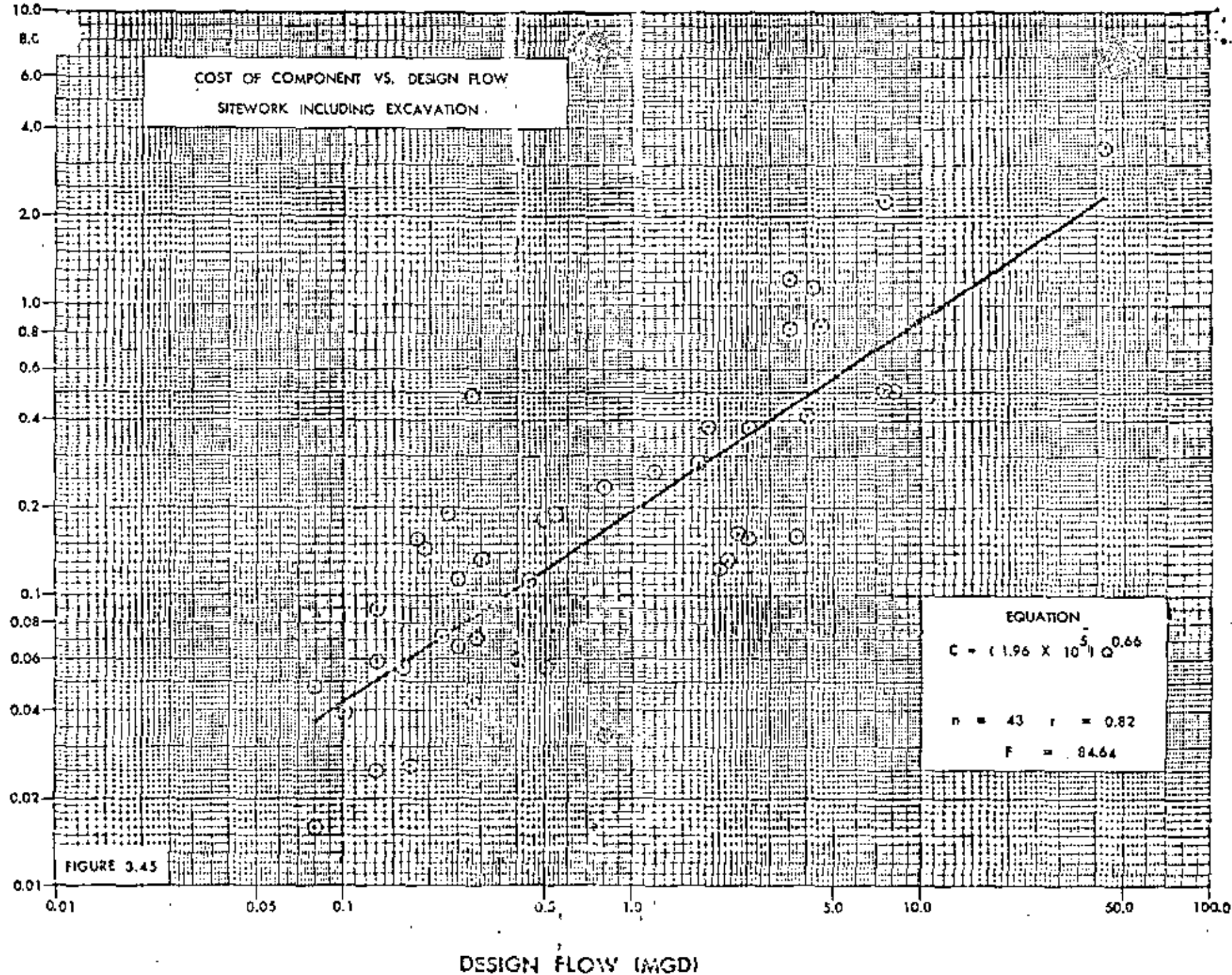


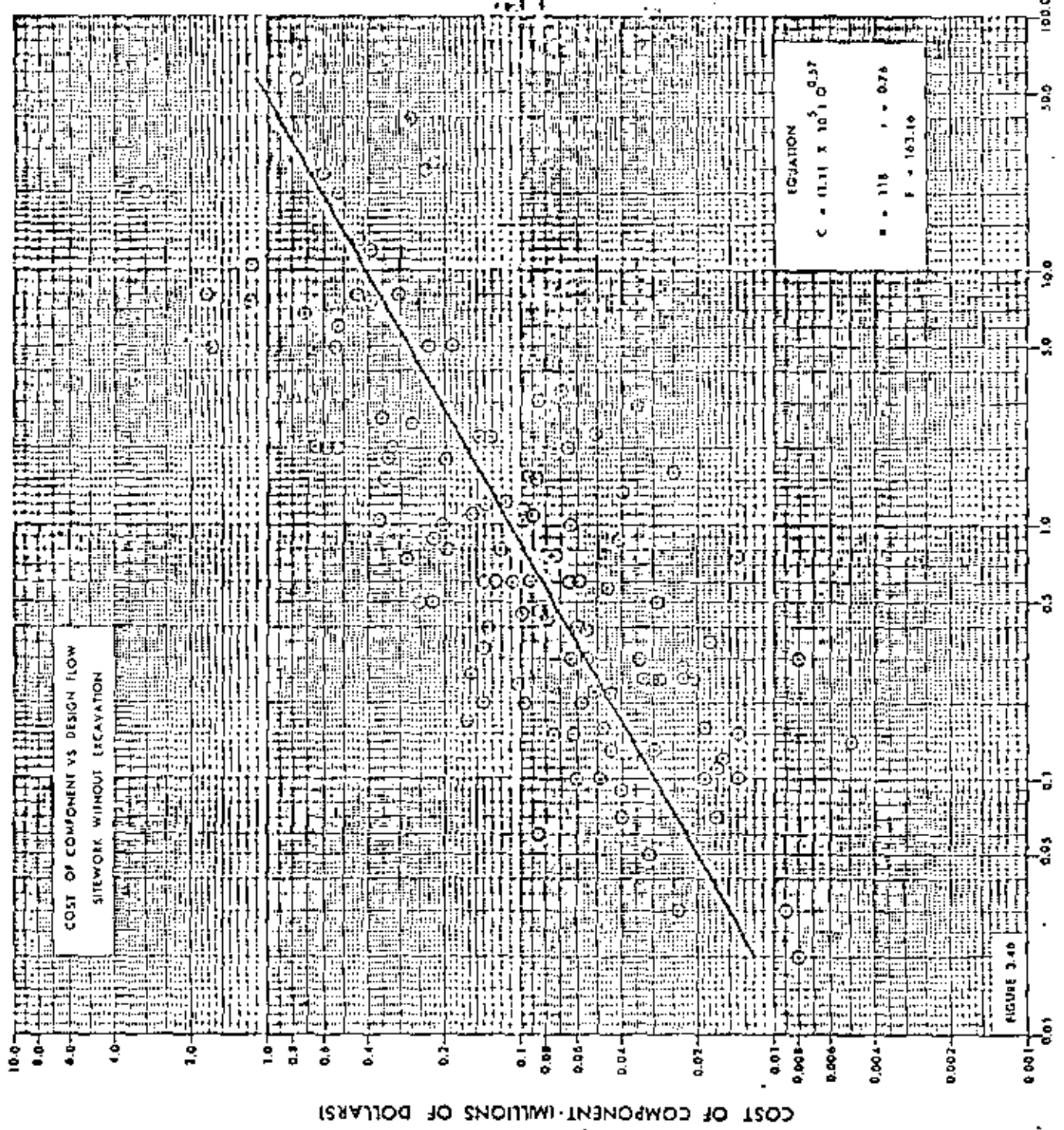
FIGURE 3.44

\*MOBILIZATION OF THE GENERAL CONTRACTOR AND MAJOR SUBCONTRACTORS AT THE JOB SITE

COST OF COMPONENT ( MILLIONS OF DOLLARS )

COST OF COMPONENT VS. DESIGN FLOW  
SITWORK INCLUDING EXCAVATION

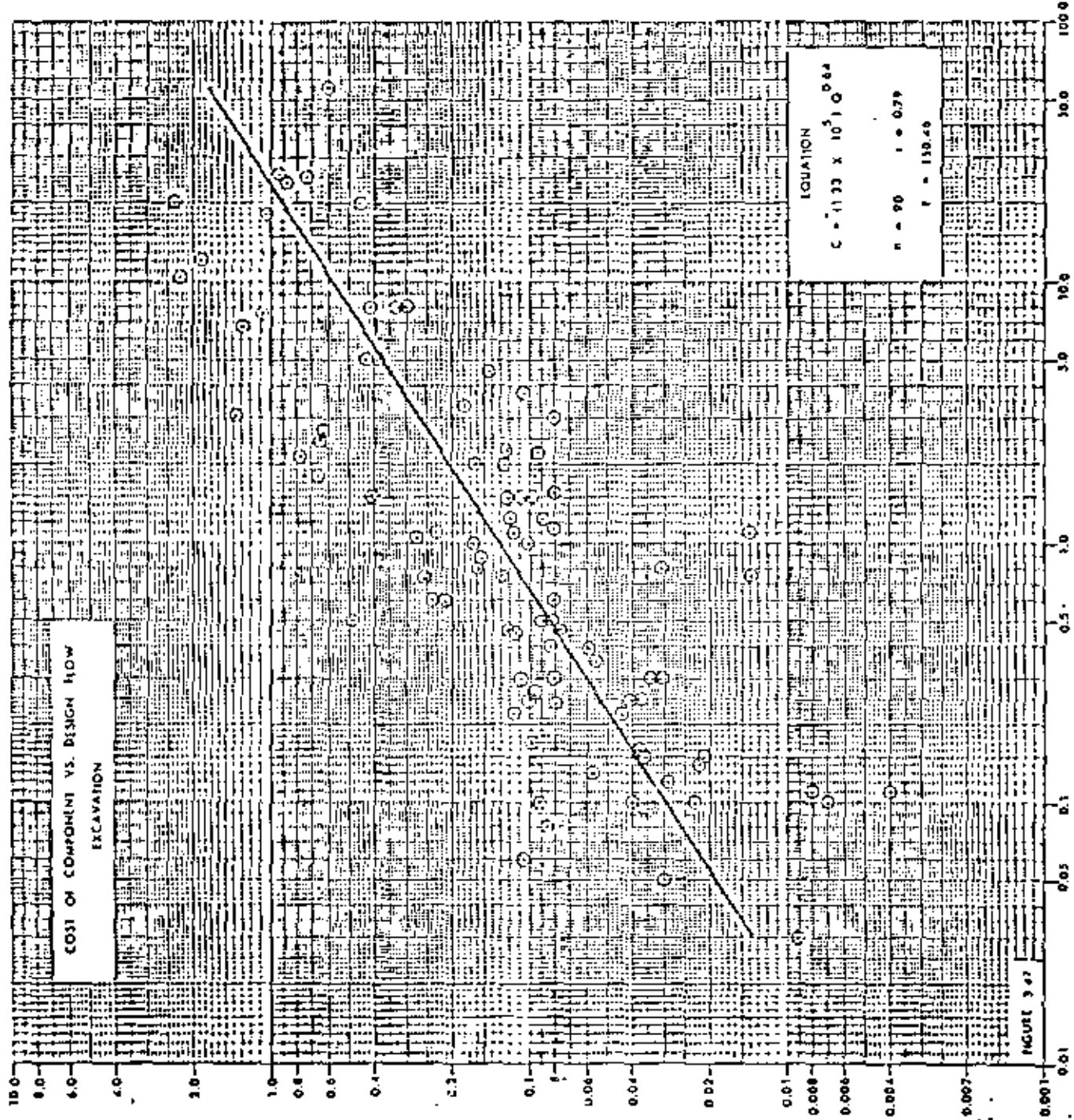




COST OF COMPONENT VS DESIGN FLOW  
 SITWORK WITHOUT EXCAVATION

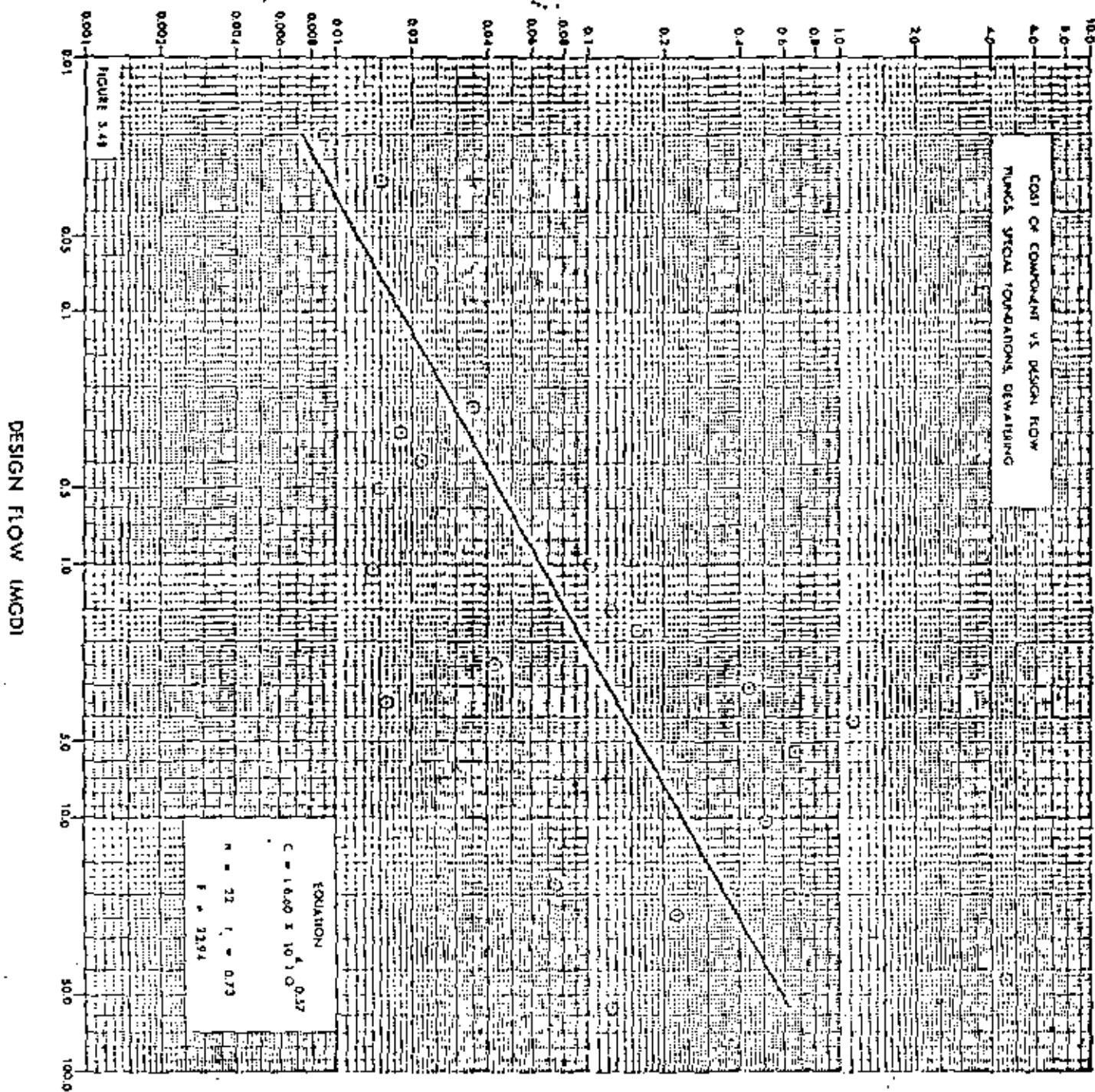
65



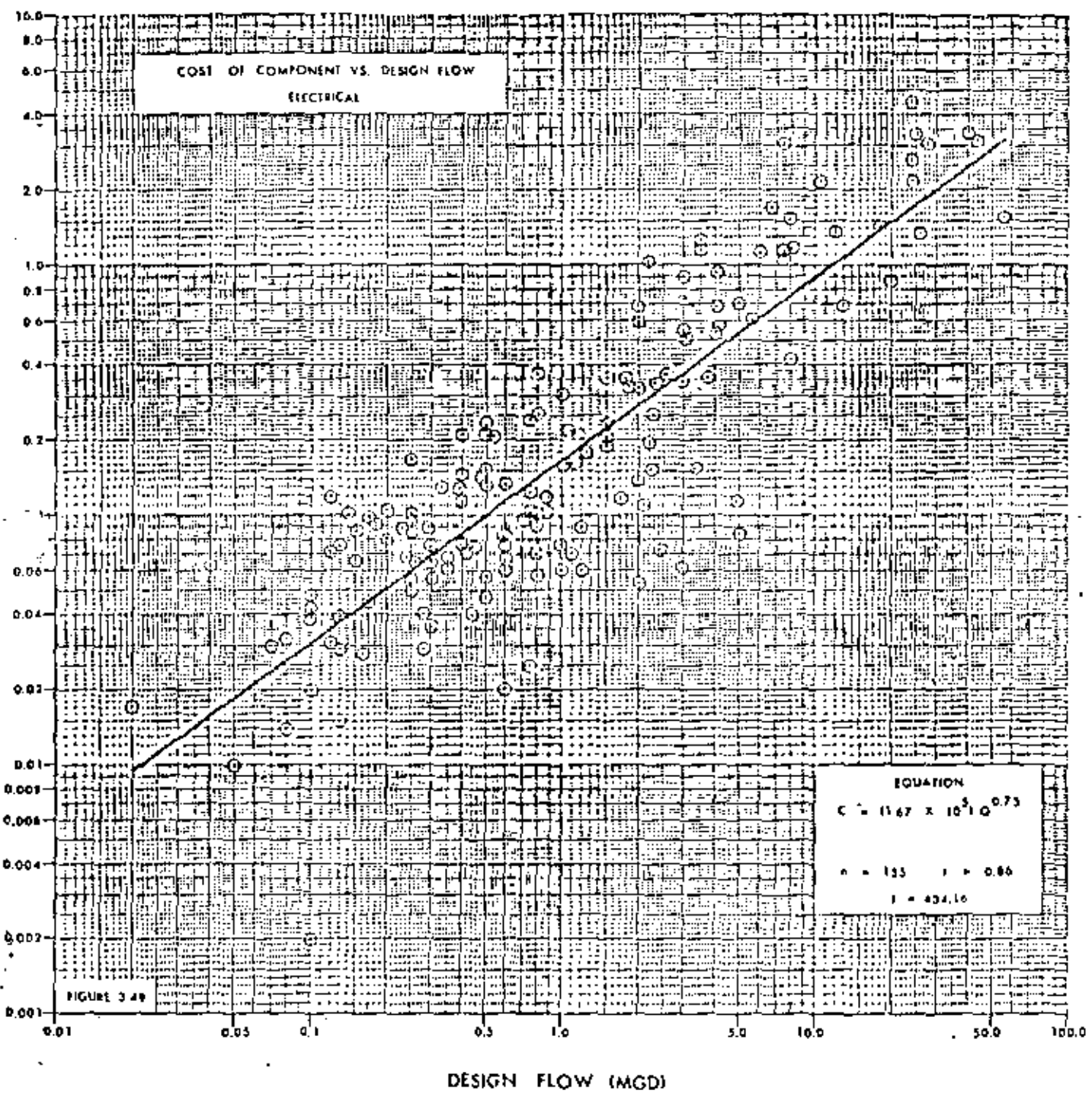


COST OF COMPONENT VS. DESIGN FLOW  
 EXCAVATION

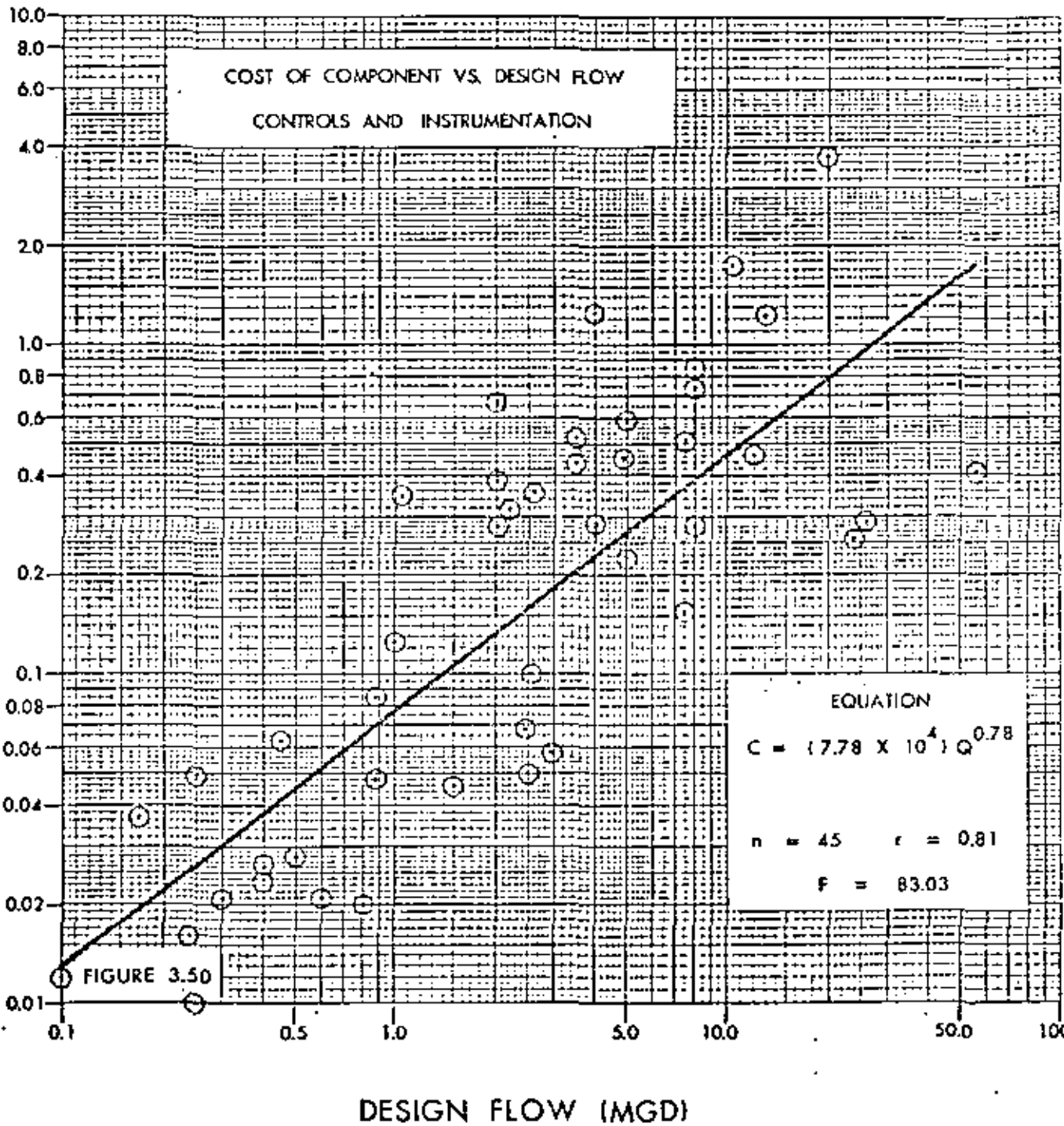
COST OF COMPO. (MILLIONS OF DOLLARS)



COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLAR)



COST OF COMPONENT ( MILLIONS OF DOLLARS )



69

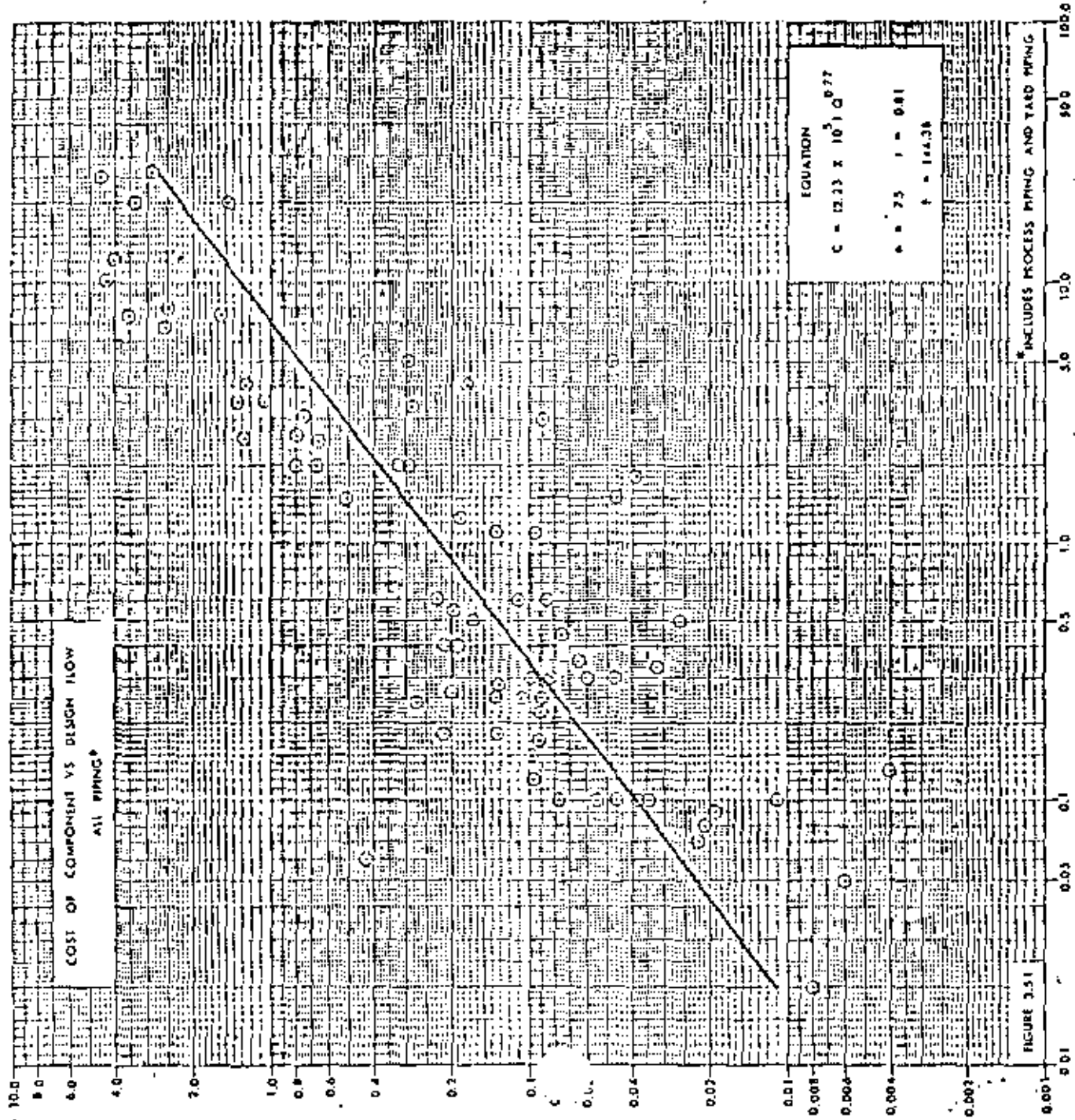
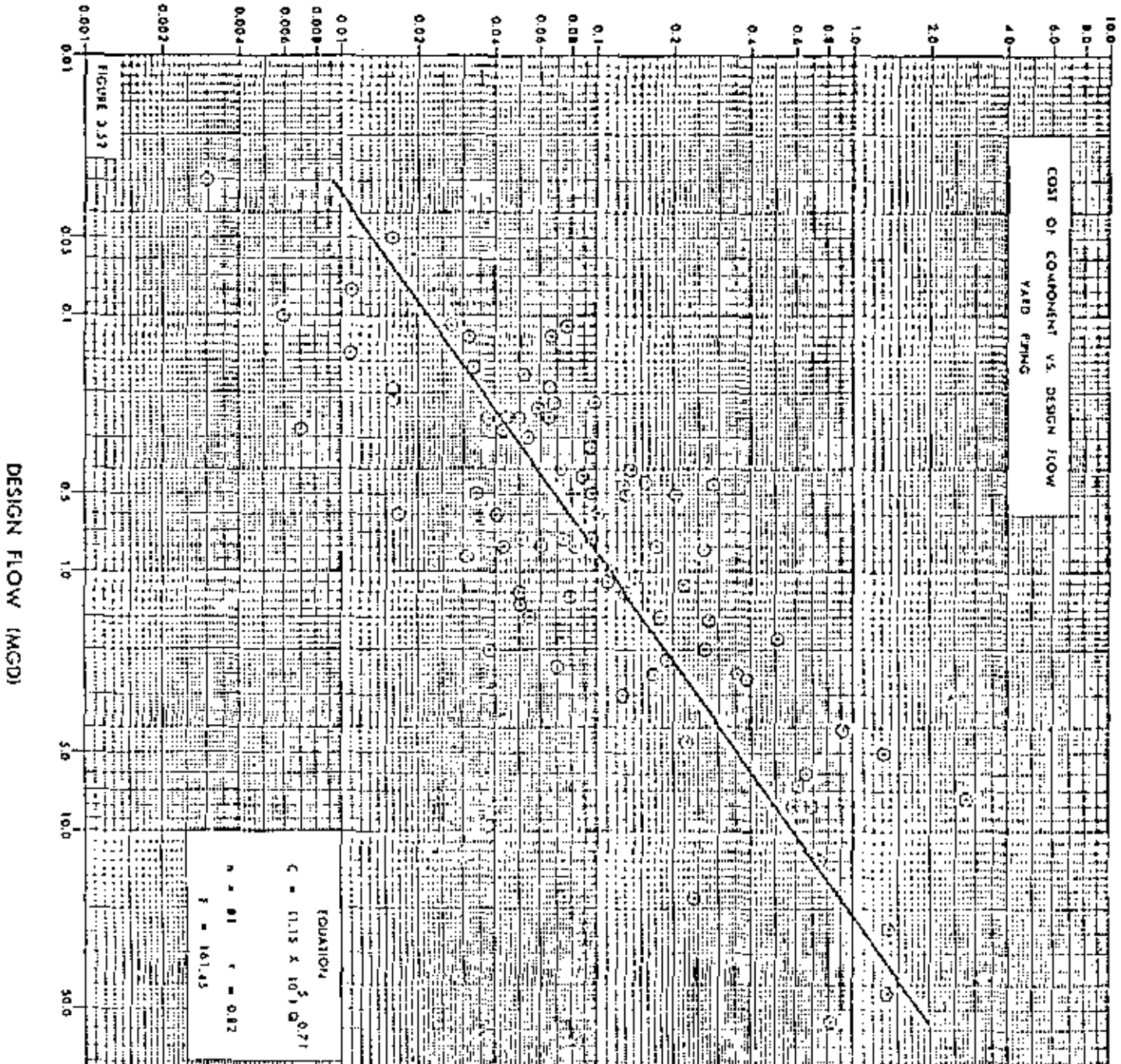
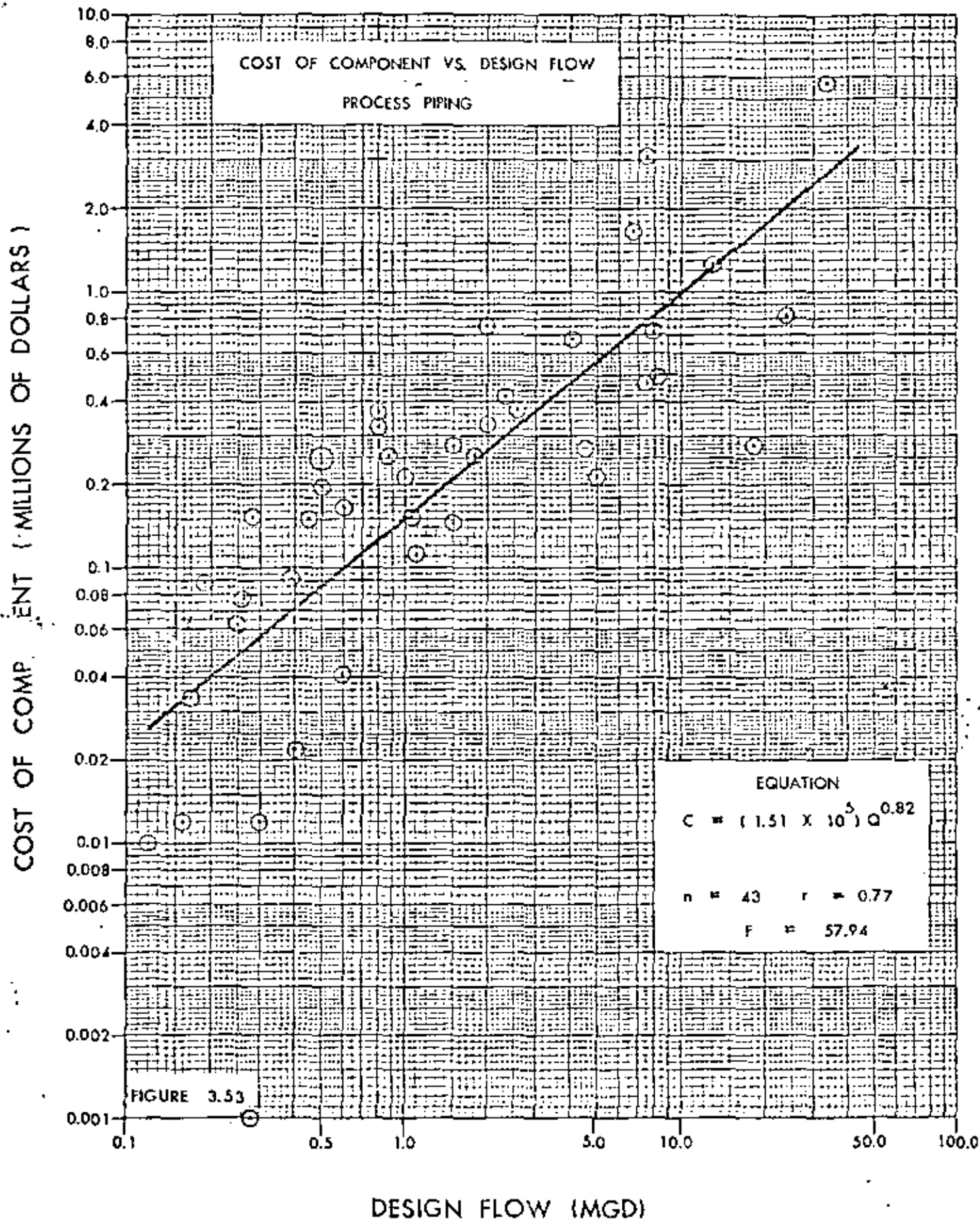
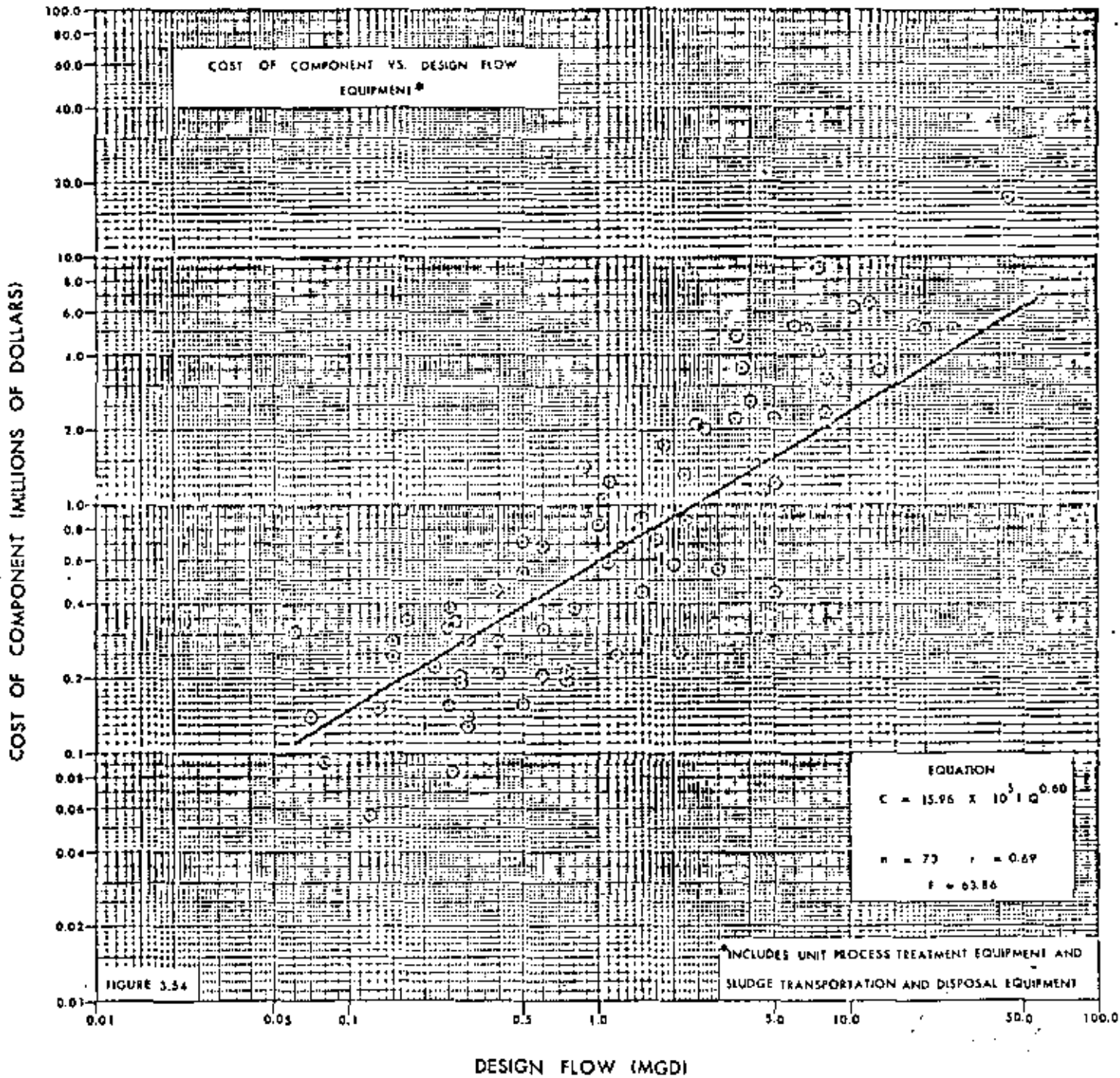


FIGURE 3.51  
DESIGN FLOW (MGDI)

COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)









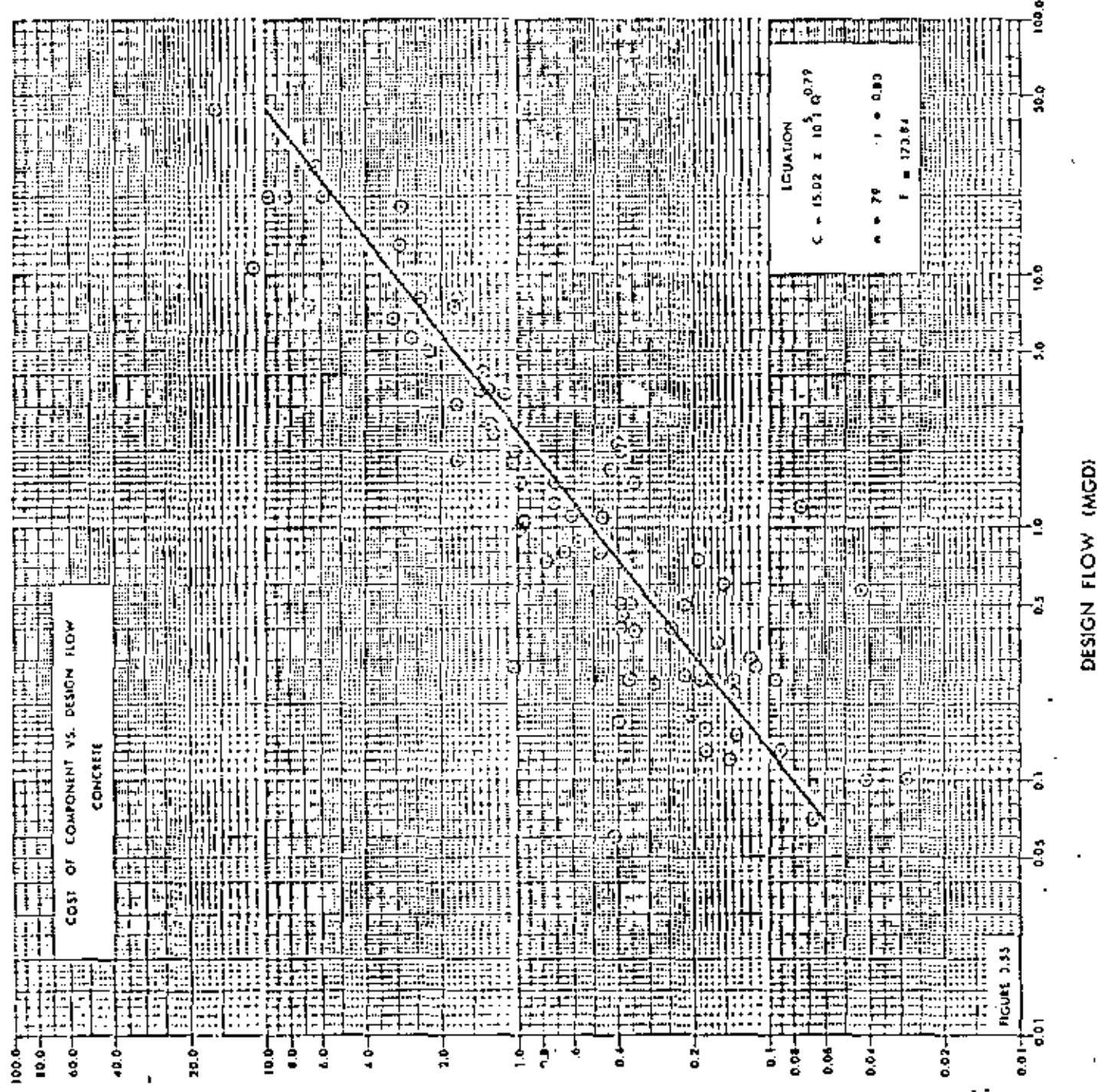
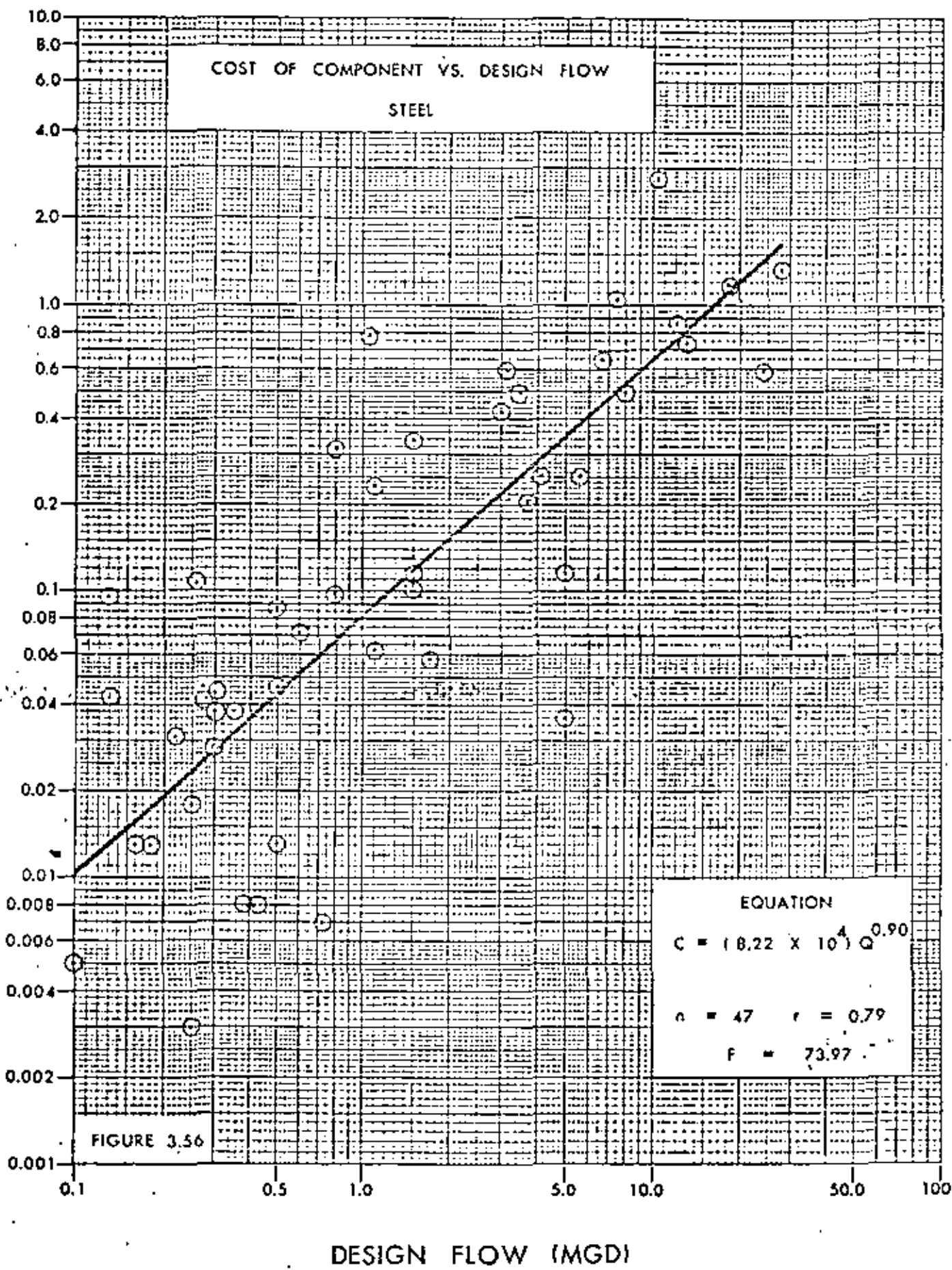
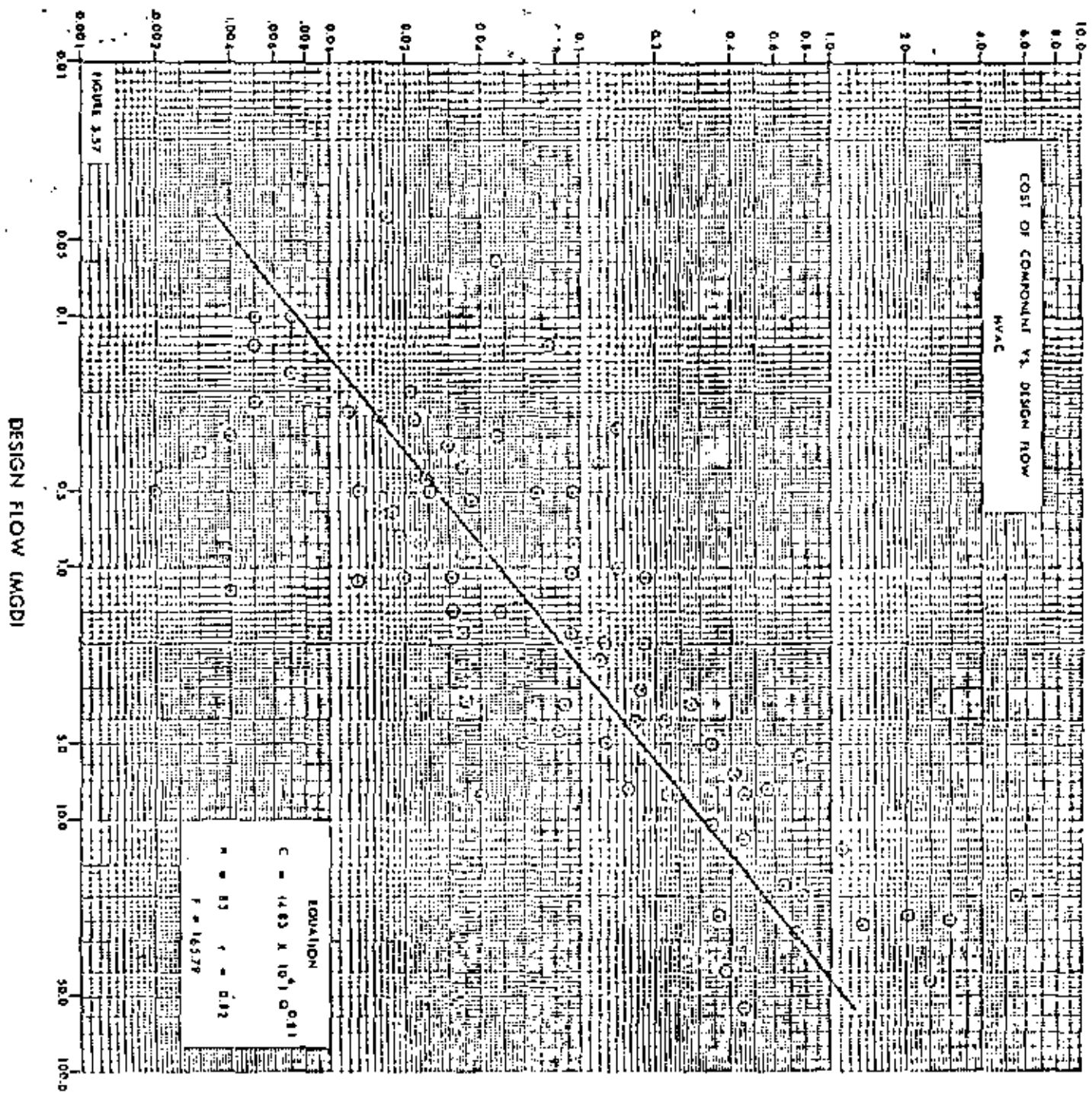


FIGURE 3.55

COST OF COMPONENT ( MILLIONS OF DOLLARS )





### THIRD ORDER COSTS

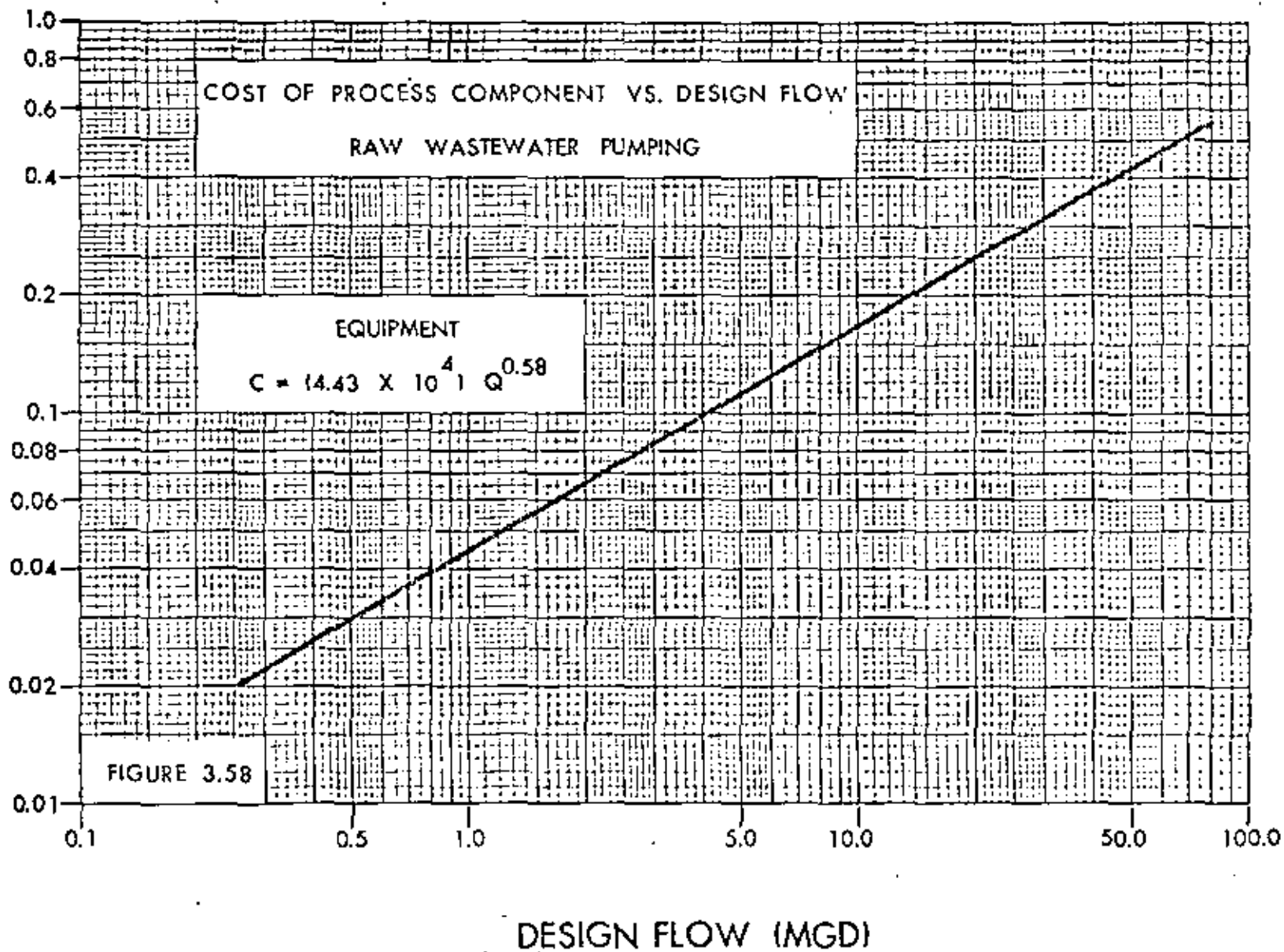
As data were collected from the grant files, it was often possible to define several component costs for unit processes. A total of five component costs were collected in sufficient quantity to attempt a statistical analysis for certain unit processes. These are:

1. Concrete
2. Equipment
3. Electrical
4. Piping
5. Excavation

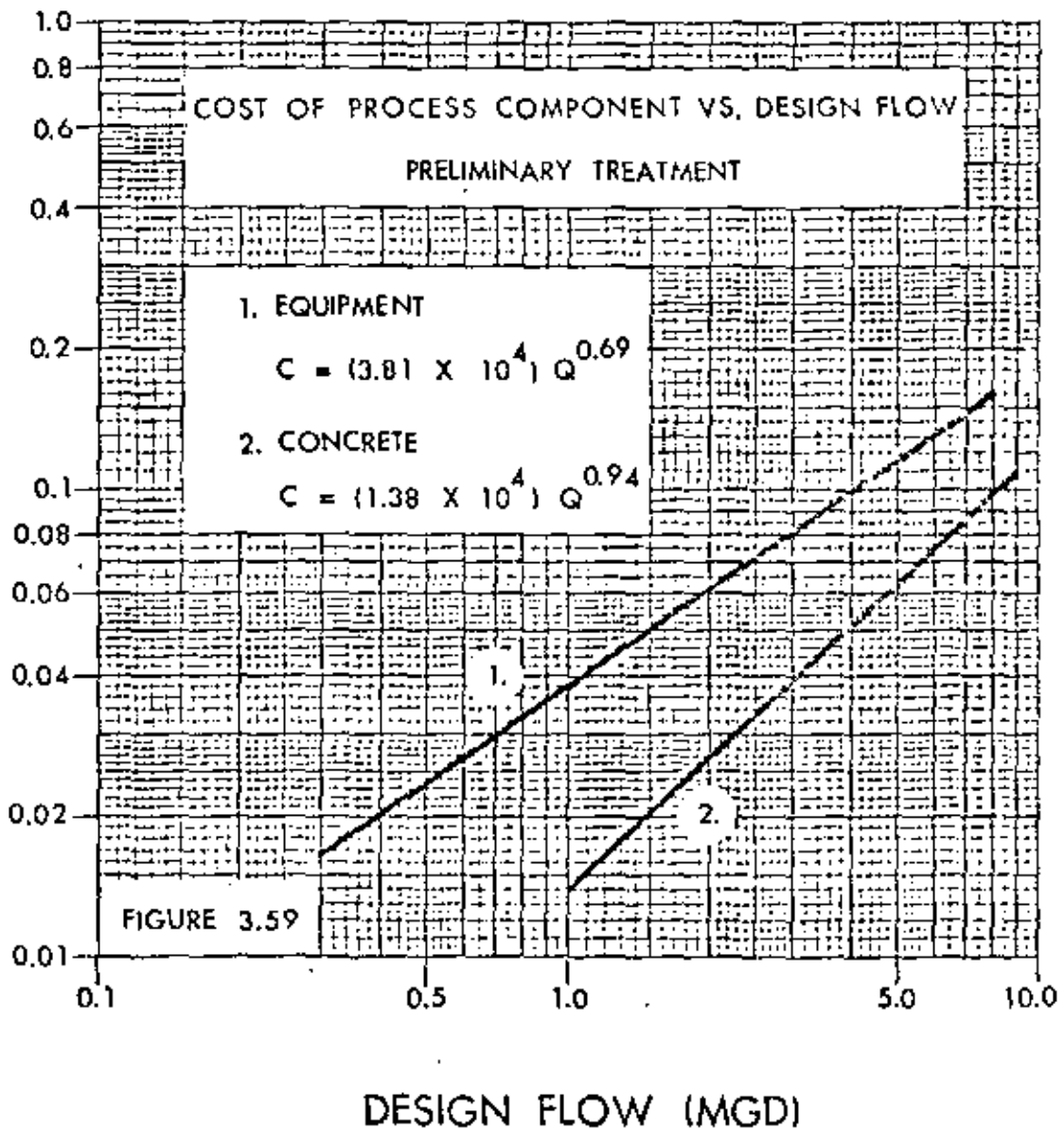
As with the total plant component costs discussed under Second Order curves, these are "in place" costs including all labor and materials necessary to install or construct each component. Additionally, the component costs for unit processes which include a reactor basin followed by a clarifier, such as activated sludge, include the costs for both structures.

Figures 3.58 through 3.68 present the Third Order unit process costs for ten commonly used unit processes, as well as the control/lab/maintenance building. As more data becomes available, it is anticipated that more such analyses will be possible.

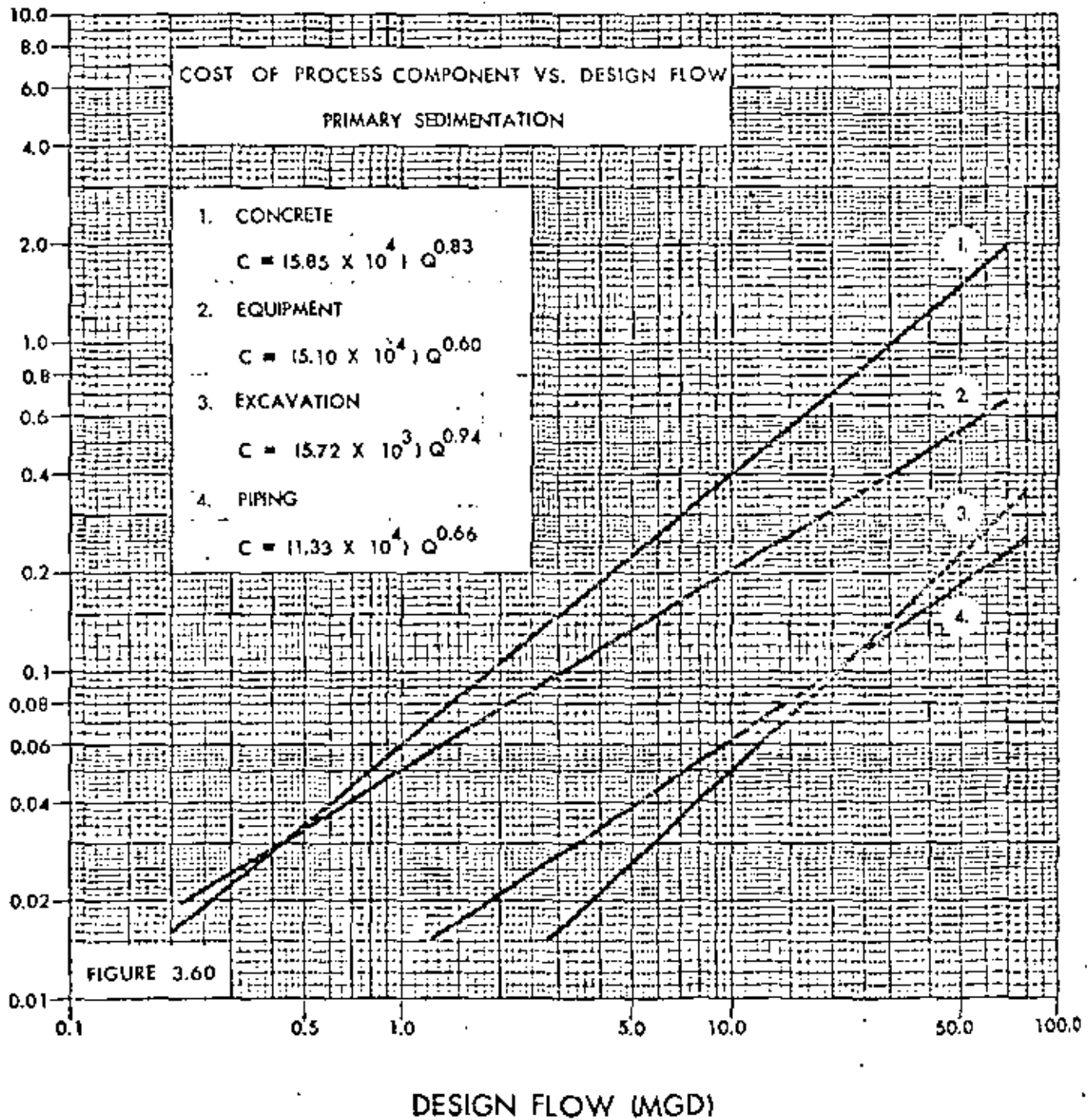
COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)



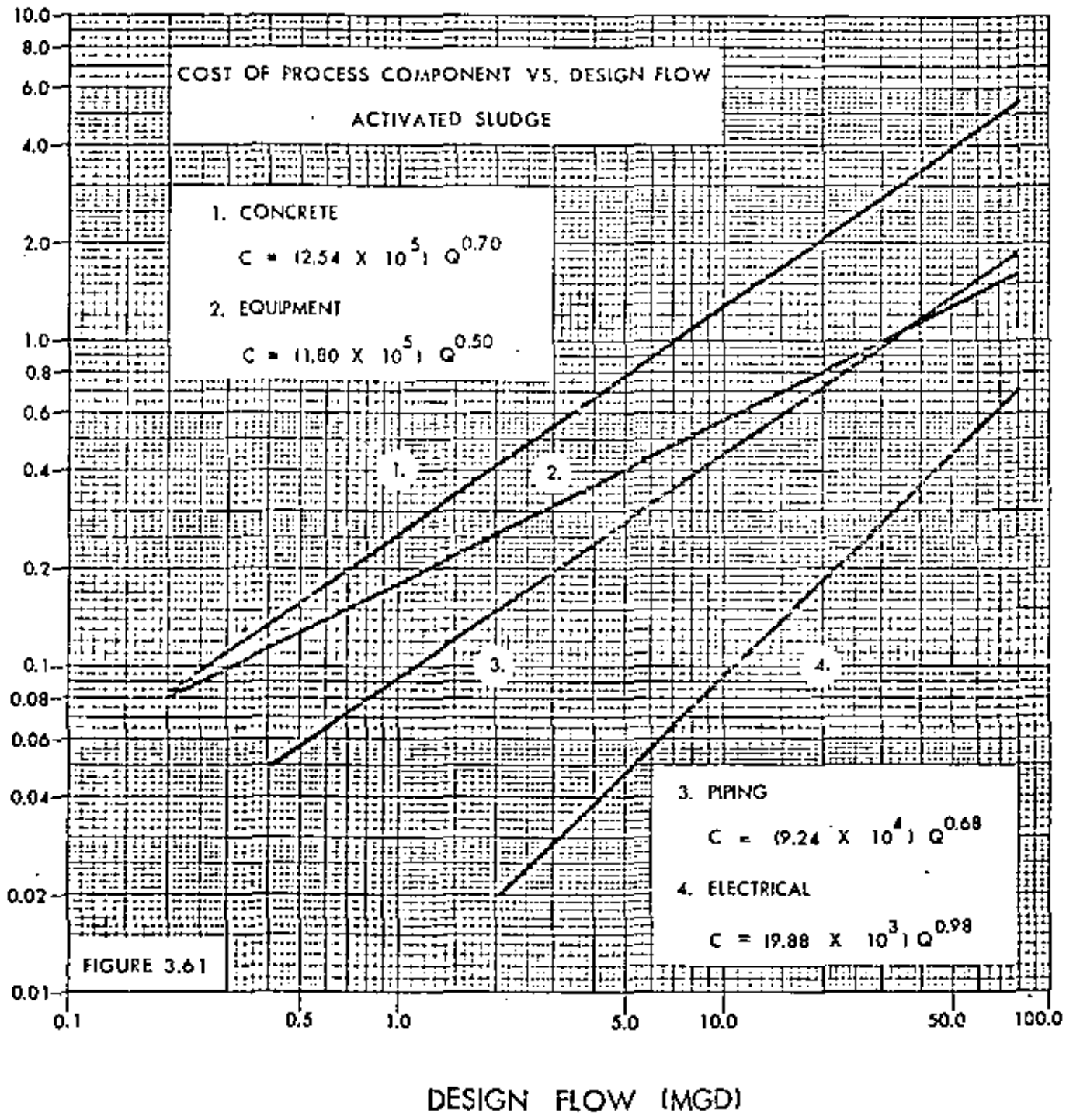
COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)



COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)

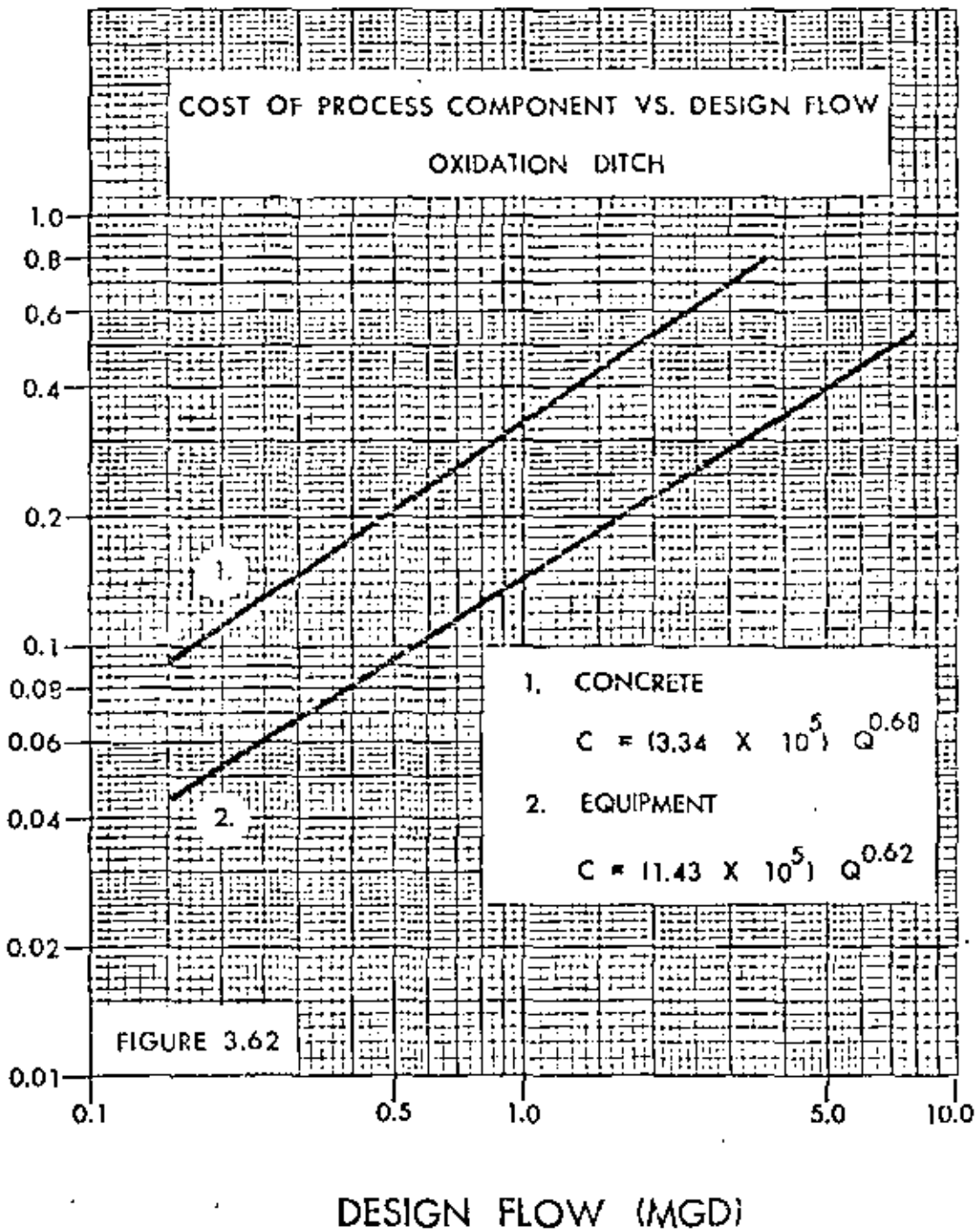


COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)

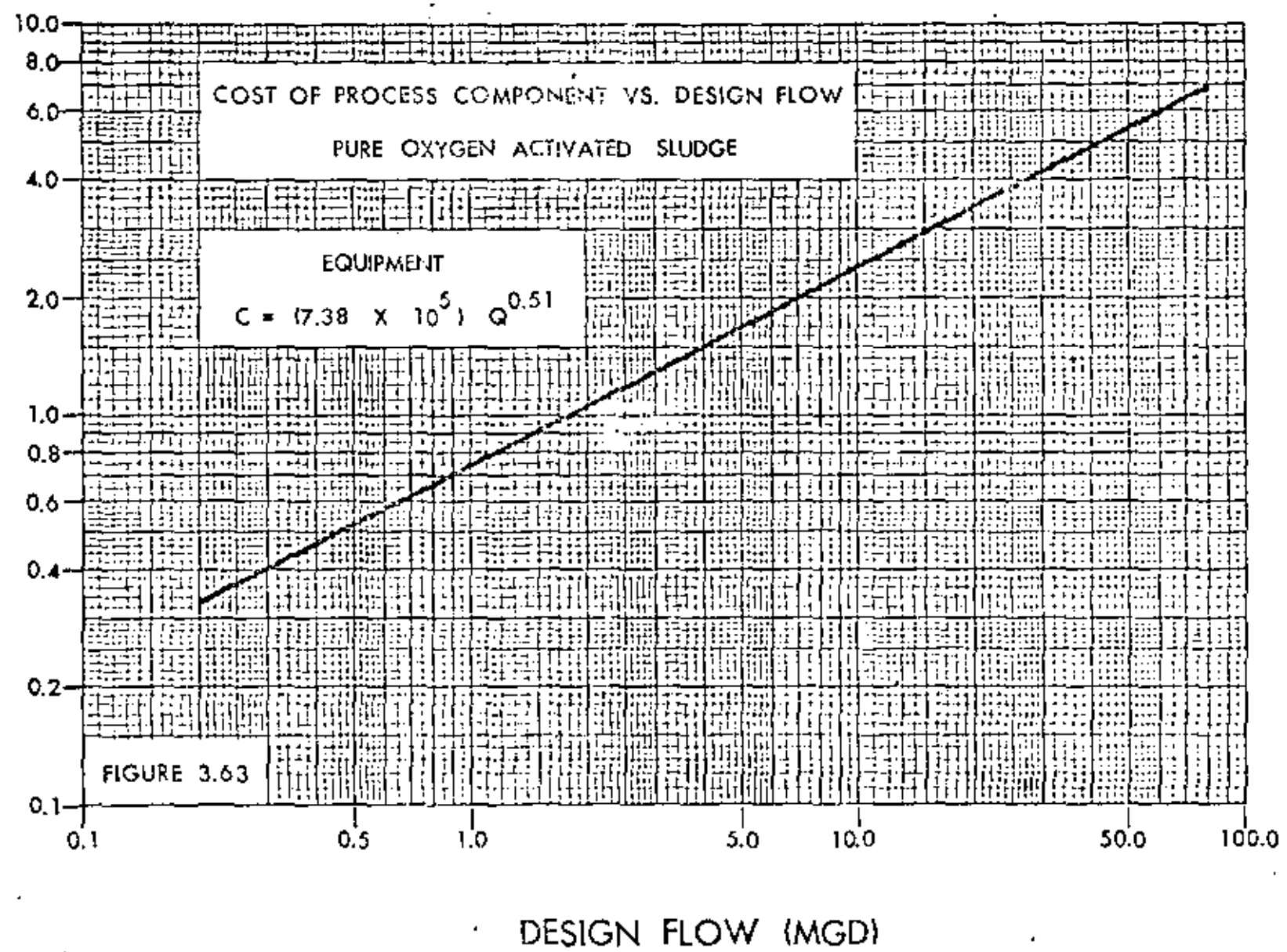




COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)

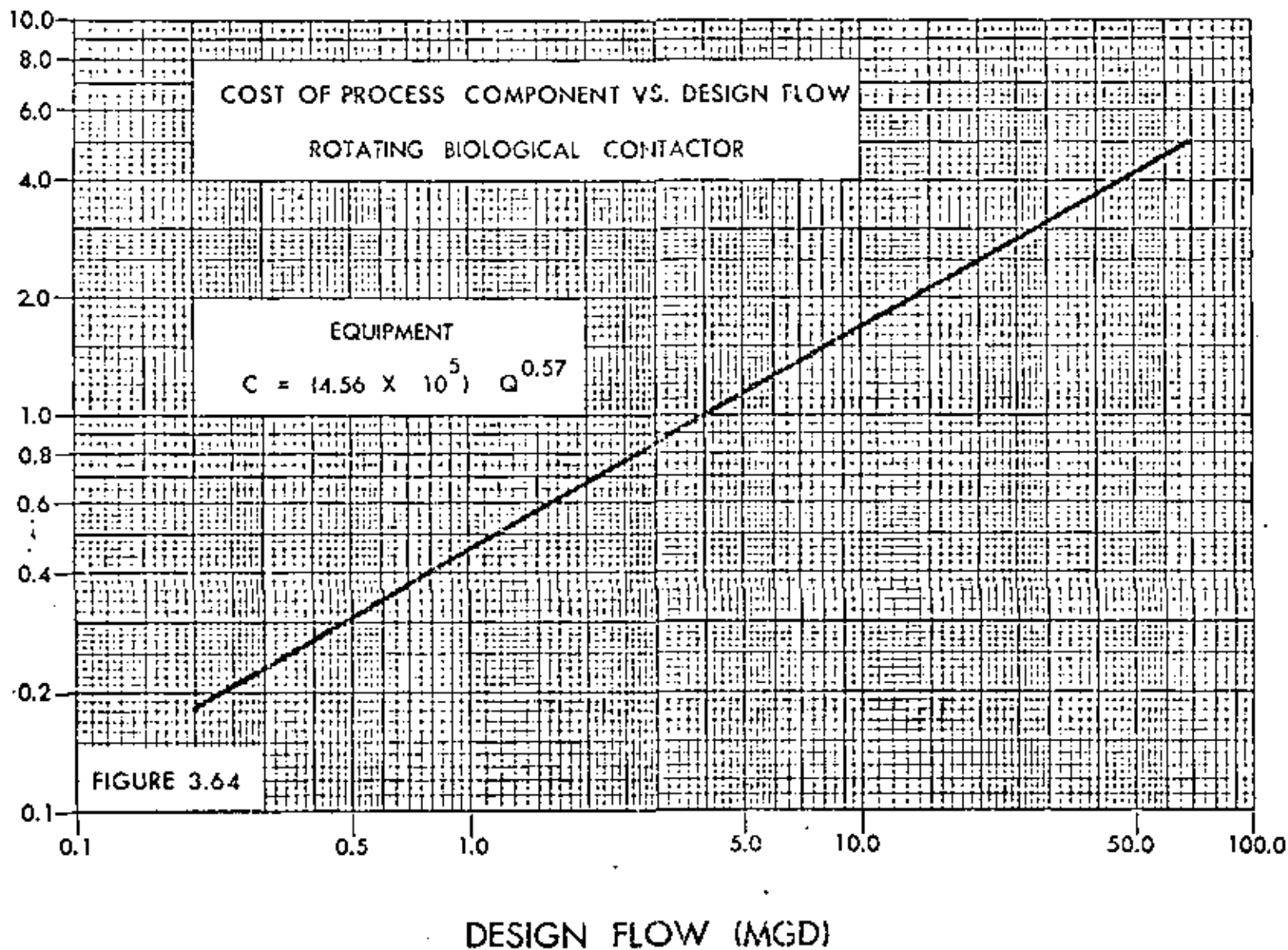


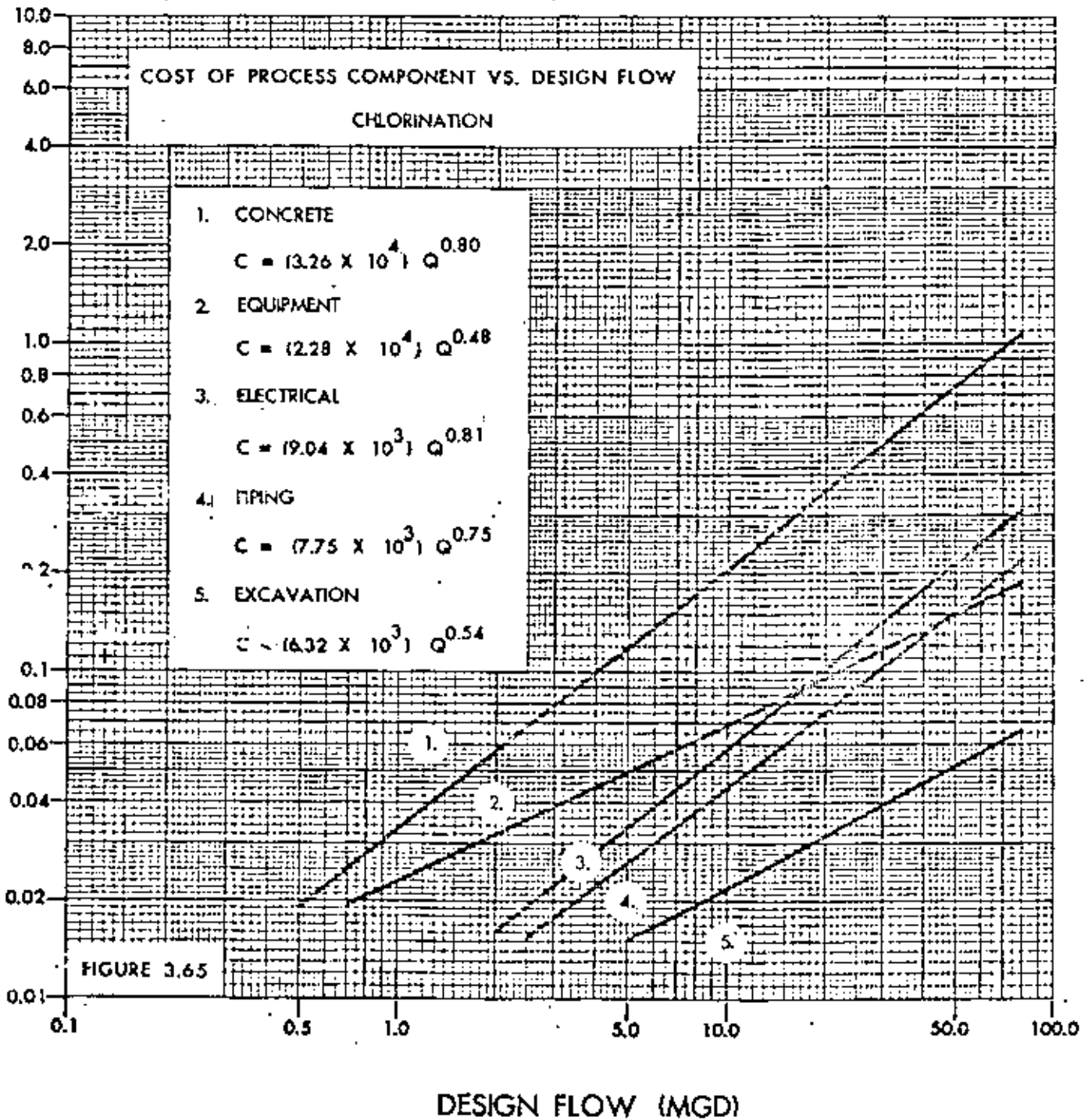
COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)



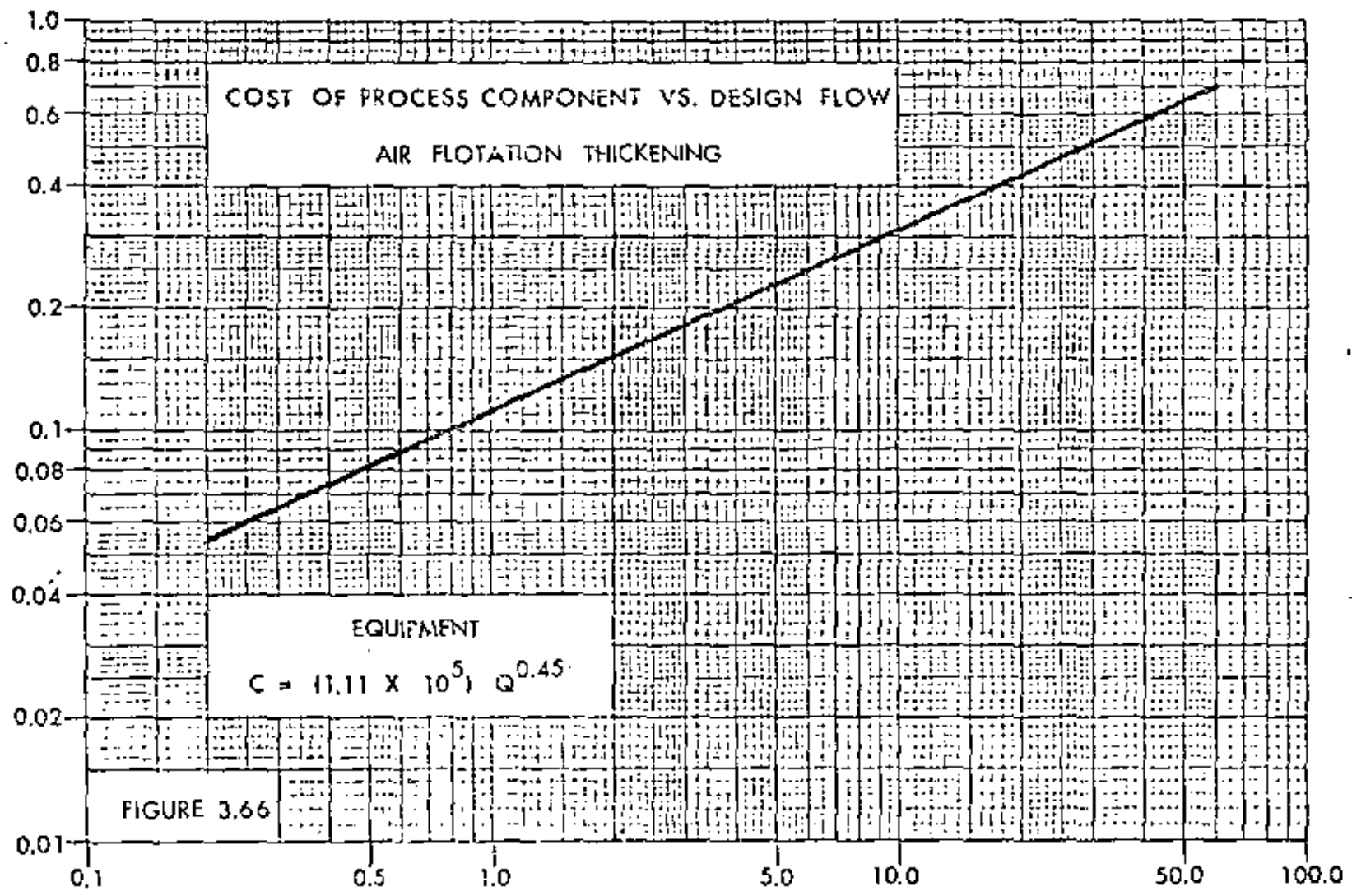
DESIGN FLOW (MGD)

COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)



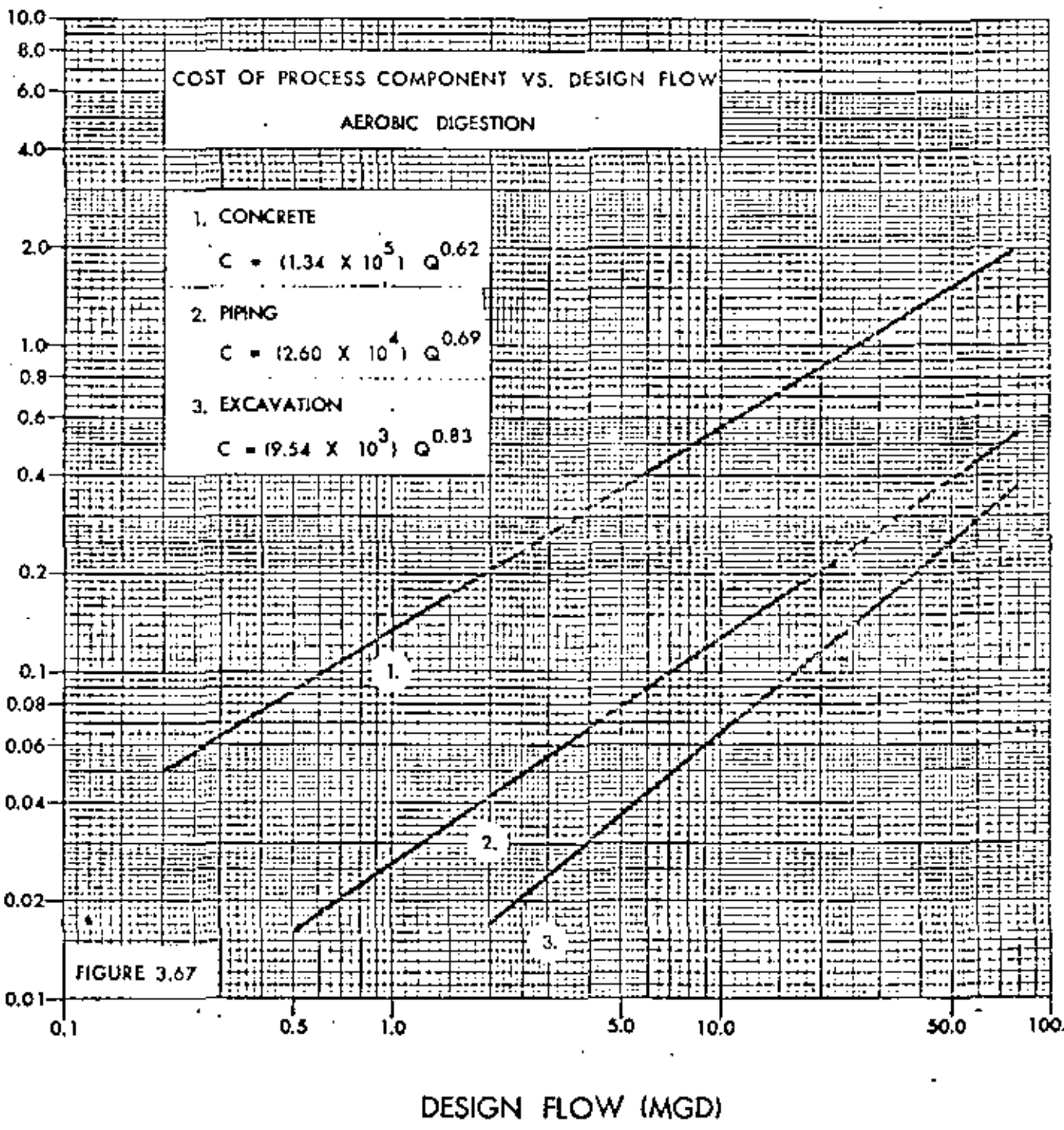


COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)

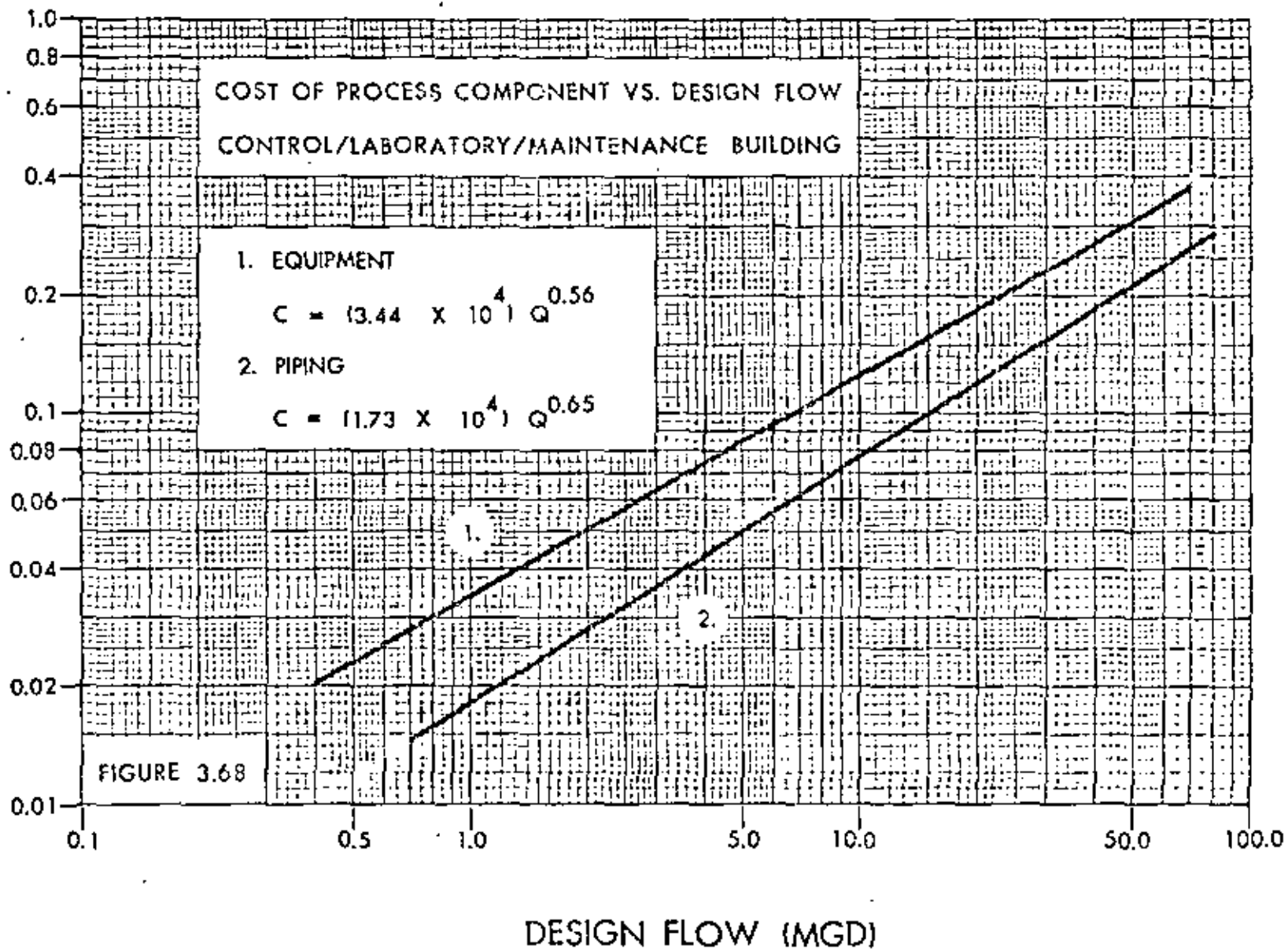


DESIGN FLOW (MGD)

COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)



COST OF COMPONENT (MILLIONS OF DOLLARS)



## 4.0 SIMPLIFIED TREATMENT COST ESTIMATION TECHNIQUES

### INTRODUCTION

This section presents simplified techniques for the estimation of the project costs for the construction, enlargement, and upgrading of municipal wastewater treatment facilities. These procedures are intended for the use of State and municipal officials, as well as concerned laymen in determining the approximate capital costs of wastewater treatment alternatives.

These cost estimating procedures were developed for use in the 1980 Needs Survey by EPA. Needs Surveys are conducted biennially by the agency in order to assess the cost of providing sewage collection and treatment as required by Public Law 95-217, and to report these costs to Congress. Previous Needs Surveys have been conducted in 1973, 1974, 1976, and 1978.

### COST ESTIMATING TECHNIQUES

The curves shown in Figures 4.1 and 4.2 have been developed to estimate costs of mechanical plants and lagoons respectively. These curves were developed from the same data base utilized in developing the plotted relationships in Section 3.0. These curves present the entire project costs for wastewater treatment plant projects including the construction costs; Step III nonconstruction costs such as administration/legal, architect/engineer fees, and contingencies; and Step I and Step II planning costs. Thus, the curves differ significantly from those presented in Section 3.0 which only include construction costs.

Figure 4.1 may be used to estimate the construction costs for mechanical wastewater treatment plants. All costs represented by the curves have been adjusted to Kansas City/St. Joseph, Missouri and are in fourth quarter 1978 dollars. To adjust costs for another geographical area of the United States, refer to Map 1, Figure 4.3 and the Area Multipliers in Table 4.1.

New construction costs may be determined by reading directly from one of the cost curves 1 through 4, whichever is appropriate for the level of treatment sought. Likewise, enlargement costs for a given level of treatment may be determined by using curves 1 through 4 and the flow to which the facility is projected to be enlarged.

For instances in which existing facilities must be upgraded or enlarged and upgraded from one level of treatment to a higher level, costs are determined by estimating the new construction cost for the projected design flow and level of treatment from the appropriate curve and then deducting an allowance for usable portions of the existing facility. Curves A and B provide estimates of the deduct values for existing primary and secondary plants, respectively. No curves have been established for estimating the salvage value of existing facilities greater than secondary.



The costs for aerated lagoons and stabilization ponds designed to meet secondary treatment requirements may be estimated from Figure 4.2. Costs include the costs for a complete lagoon facility including nominal pretreatment, pumping, and laboratory/maintenance facilities. Costs from both aerated lagoon and stabilization pond projects have been combined in this curve. Costs at the lower end of the curve tend to represent the costs for stabilization pond projects while those at the upper end of the curves are generally aerated lagoon projects.

#### EXAMPLES

The following examples are provided to illustrate treatment plant cost estimates using procedures outlined in this section.

##### Example 1

Estimate the total project cost for a new 2.0 mgd activated sludge secondary treatment plant in Columbia, Missouri.

Curve 1 (Figure 4.1) at 2.0 mgd	\$4,382,000
Columbia, Missouri Area Multiplier from Figure 4.3 and Table 4.1	x 0.71
Columbia, Missouri Project Cost	\$3,111,000

##### Example 2

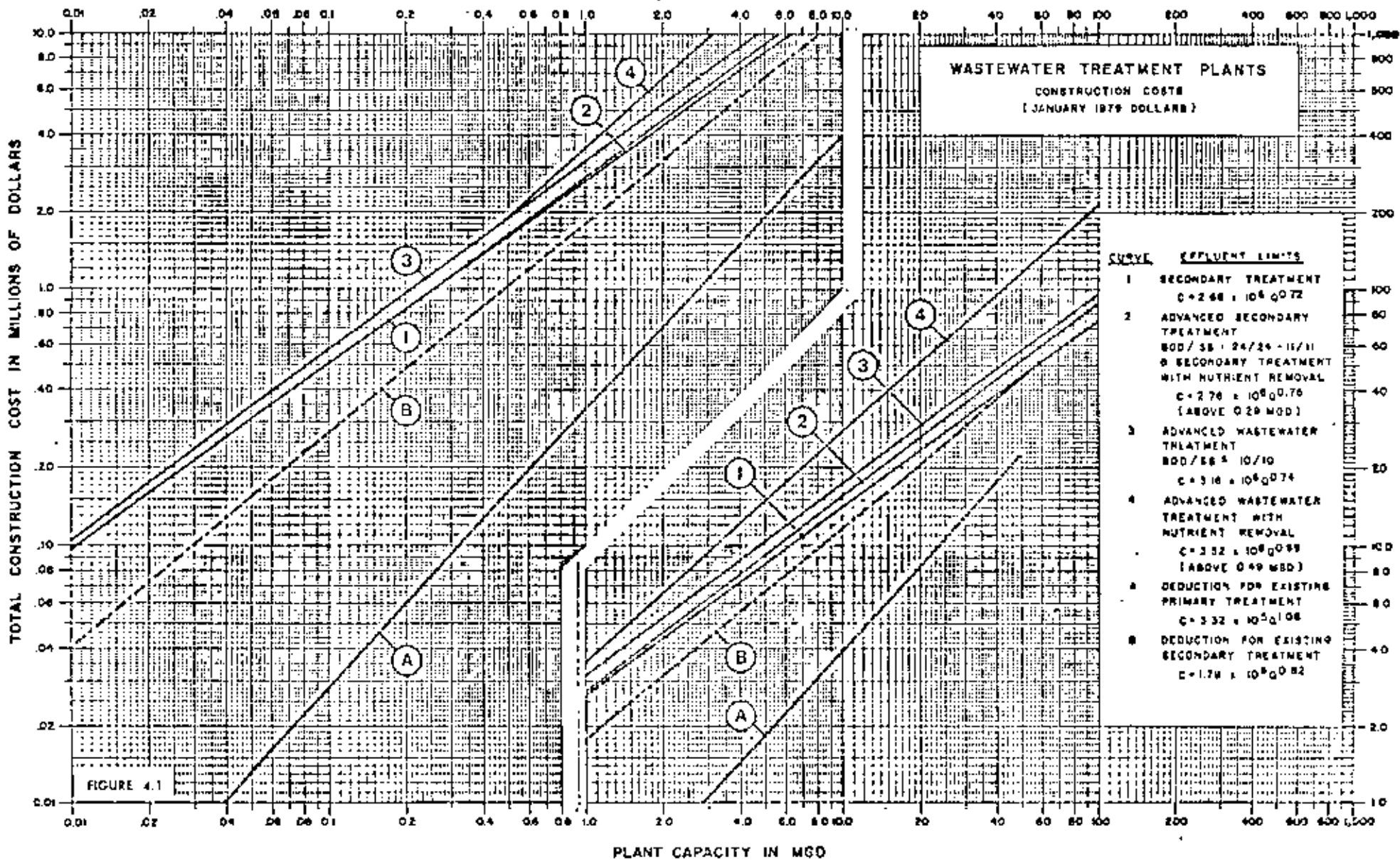
Estimate the cost of enlarging an existing advanced secondary treatment (AST) plant in Billings, Montana from 4.0 mgd to 5.5 mgd.

Curve 2 (Figure 4.1) at 1.5 mgd	\$3,741,000
Denver, Colorado Area Multiplier from Figure 4.3 and Table 4.1	x 0.93
Billings, Montana Project Cost	\$3,479,000

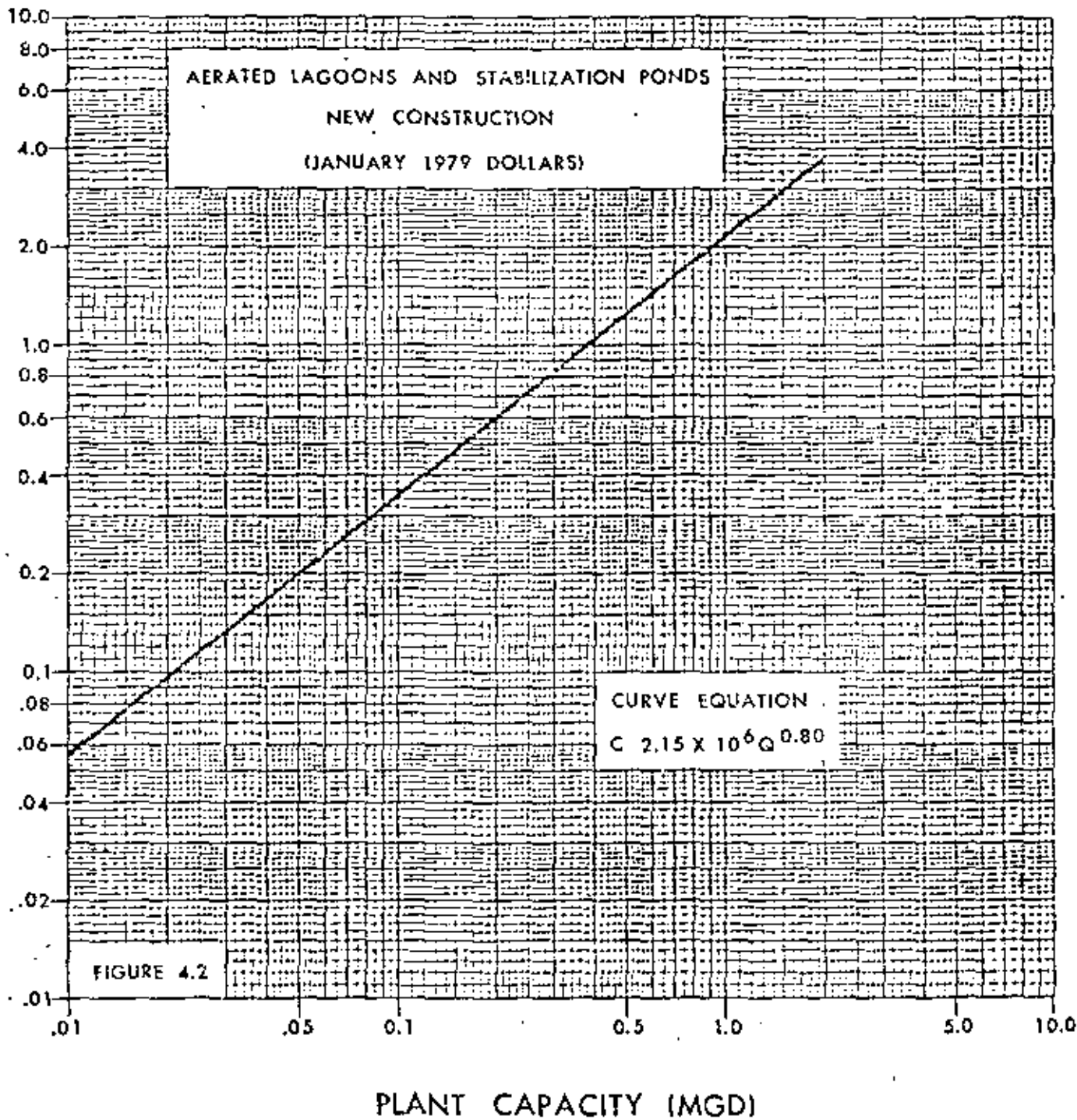
##### Example 3

Estimate the cost of enlarging and upgrading an existing 2.0 mgd primary treatment plant in Gainesville, Florida to a 5.0 mgd advanced wastewater treatment (AWT) plant.

New Construction Cost for 5.0 mgd. AWT Plant	
Curve 3 (Figure 4.1) at 5.0 mgd	\$10,397,000
Curve A at 2.0 mgd	- 702,000
	\$ 9,695,000
Birmingham, Alabama Area Multiplier from Figure 4.3 and Table 4.1	x 0.75
Gainesville, Florida Project Cost	\$ 7,271,000



TOTAL CONSTRUCTION COST (MILLIONS OF DOLLARS)







116  
FIGURE 4.3

EPA. MUNICIPAL CONSTRUCTION COST INDEX MAP  
WASTEWATER TREATMENT PLANTS - AREA MULTIPLIERS  
1960 NEEDS SURVEY

## APPENDIX A

### COST UPDATING AND NORMALIZATION TECHNIQUES

The data base used in this report includes costs from construction projects in many geographical areas of the U.S. They range in time from 1973 through 1978. In order to achieve a meaningful analysis of the data, it was necessary to index all dollar values to a specific time and location.

To accomplish this, the EPA Large City Advanced Treatment (LCAT) and Small City Conventional Treatment (SCCT) Indexes were used. These indexes have been calculated quarterly by EPA since the third quarter of 1973 for a total of 50 U.S. cities. The LCAT Index is based on a hypothetical 50.0 mgd advanced wastewater treatment facility with a base city of Kansas City, Missouri. The SCCT Index is based on a hypothetical 5.0 mgd activated sludge secondary treatment facility with a base city of St. Joseph, Missouri. The base value for both the indexes is 100 for third quarter 1973.

#### AREAS OF INFLUENCE

EPA publishes the LCAT and SCCT Indexes as indicators of cost trends over time and for comparative purposes by relating one city to another. The areas of cost influence for each of the 50 indexed cities are not defined. Therefore, prior to using the indexes, the area of influence for each of the index cities was assessed and mapped. Two sources of information were employed in this effort: Bureau of Labor Statistics (BLS) labor rate history for 102 U.S. cities and the Bureau of Economic Analysis (BEA) map of U.S. economic areas.

The BLS data consists of union labor rates for various skills, recorded quarterly for 102 U.S. cities. In order to apply this information, a weighted average of four construction crafts - carpenter, electrician, laborer, and plumber - were calculated for 22 calendar quarters from third quarter 1973 to the fourth quarter 1978. Data from each city were then statistically correlated with the 101 other BLS cities. Since the EPA SCCT and LCAT Index cities were included in the list of BLS cities, this process defined the area of economic influence for each of the EPA index cities.

The BEA map of economic areas was used to set the exact boundaries of economic influence surrounding the EPA index cities. A BEA economic area is composed of a central city and the surrounding counties that are economically related to the central city as determined by BEA. Each of these areas includes both the place of work and place of residence of the labor force. The resulting maps for the LCAT and SCCT Index city areas of influence are presented in Figures A.1 and A.2.

## LCAT - SCCT CLASSIFICATION

In order to utilize the above maps, all projects in the data base were classified as either LCAT or SCCT Index related. The following criteria were used for that classification:

1. A mechanical treatment plant project with a projected design flow less than 15.0 mgd was related to the SCCT Index.
2. A treatment plant project with a projected design flow of 15.0 mgd or greater was related to the LCAT Index.
3. A lagoon project was related to the SCCT Index.

## COST UPDATING

After a project was related to either the LCAT or SCCT Index, Figure A.1 or A.2 was utilized to relate the project to a specific LCAT or SCCT Index city. Using the indexes contained in Tables A.1 and A.2, the costs were then normalized to fourth quarter 1978 at Kansas City/St. Joseph, Missouri according to the following procedure:

$$\text{Cost of Construction at (Place x)(Time t)} \times \frac{\text{Kansas City/St. Joseph, MO 4th Quarter 1978 Index}}{\text{(Place x, Time t) Index}} =$$

Cost of Construction at Kansas City/St. Joseph, MO 4th Quarter 1978

Thus, the data base was normalized to the base cities for the indexes. The effects on the results of the analyses of a large or small quantity of data from different areas of the U.S., or from a particular time period, were thus minimized. Cost relationships resulting from an analysis of the data are indeed national averages in this report.

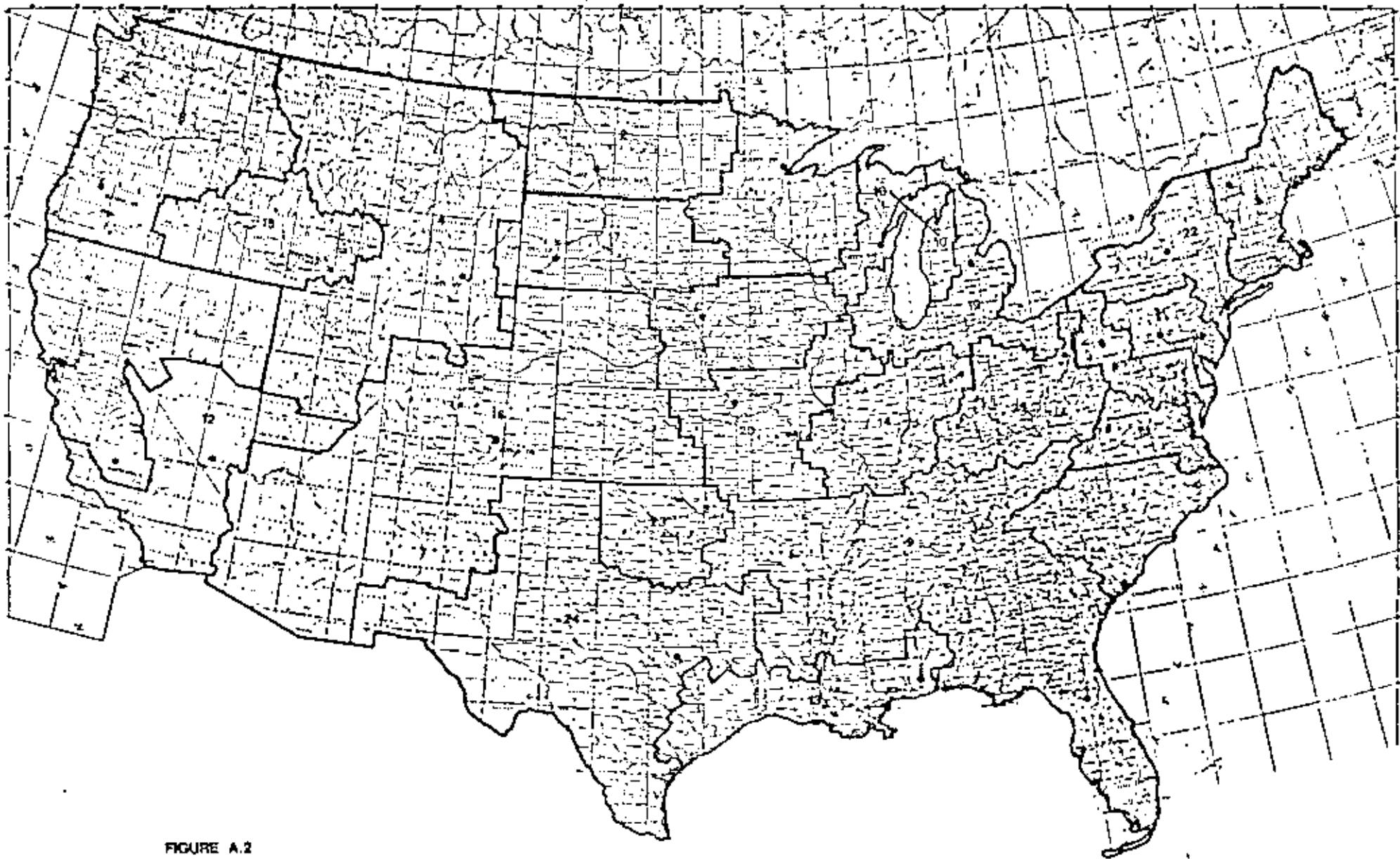


FIGURE A.2

EPA. MUNICIPAL CONSTRUCTION COST INDEX MAP  
FOR SMALL CITY CONVENTIONAL TREATMENT (SCCT) PLANT INDICES



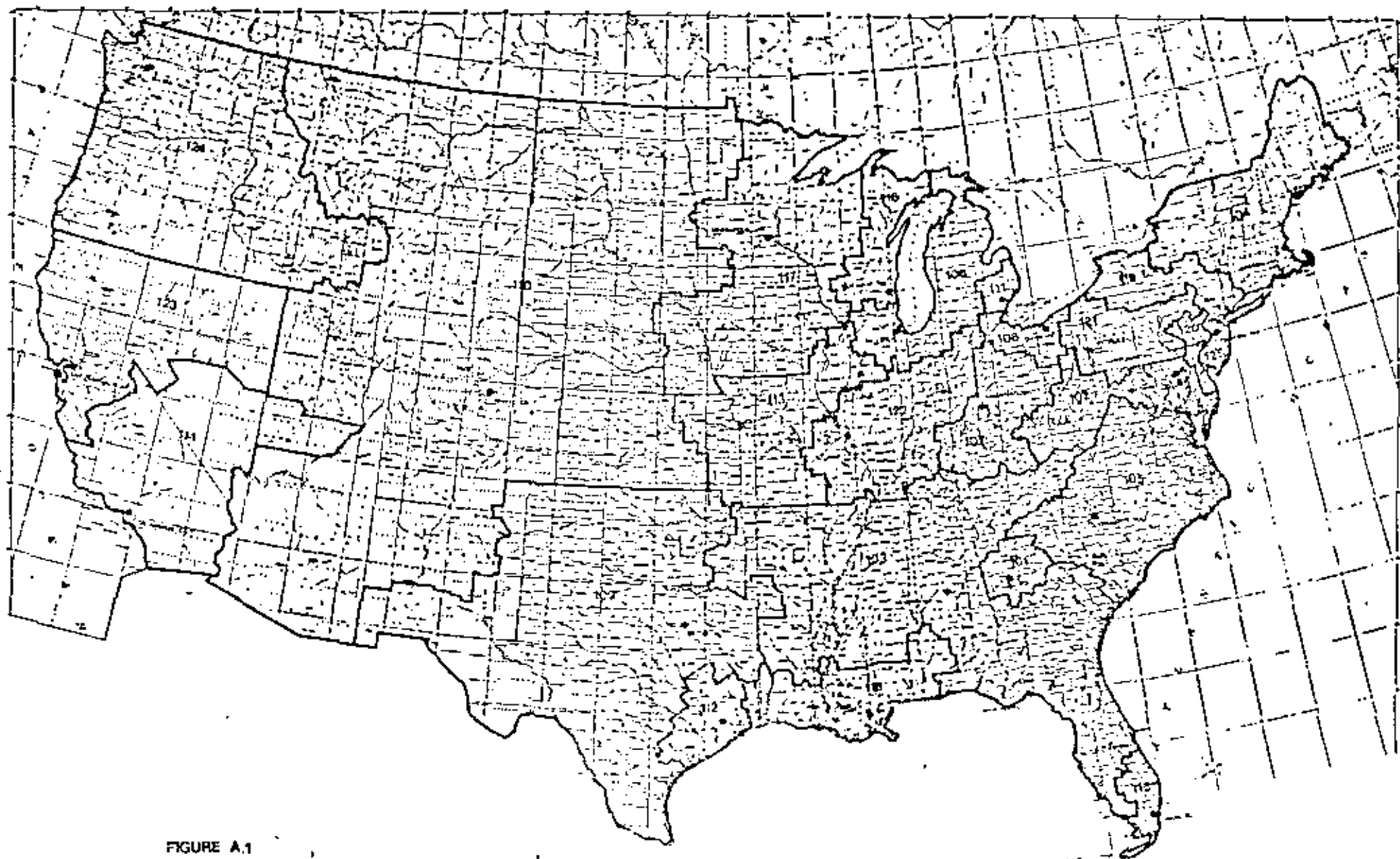


FIGURE A.1

E.P.A. MUNICIPAL CONSTRUCTION COST INDEX MAP

TABLE A.1

## EPA LARGE CITY ADVANCED TREATMENT (LCAT) INDEXES

City	1973		1974				1975				1976				1977				1978			
	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1 Atlanta	87	87	91	97	105	107	103	93	99	100	102	103	106	106	109	110	113	114	119	120	123	128
2 Baltimore	106	106	110	114	122	124	120	120	120	122	125	132	134	134	134	134	136	138	141	143	147	153
3 Birmingham	84	83	89	94	101	102	99	95	93	99	101	101	102	103	105	107	111	112	117	118	125	129
4 Boston	118	118	121	129	136	139	135	135	135	136	140	141	143	145	146	149	154	157	159	160	163	173
5 Charlotte	57	58	62	68	75	76	73	68	74	75	76	77	79	82	83	83	85	92	93	96	101	107
6 Chicago	121	121	126	135	143	144	141	137	138	140	144	146	152	153	155	158	160	162	168	169	173	180
7 Cincinnati	105	105	108	119	127	126	123	121	123	124	126	127	130	131	132	134	141	143	147	150	154	162
8 Cleveland	113	113	116	127	134	132	129	126	128	129	132	133	139	140	141	147	150	152	154	153	165	171
9 Dallas	82	83	87	96	103	102	98	93	95	95	99	104	105	107	108	111	113	116	119	120	123	130
10 Denver	87	88	91	99	107	108	105	101	105	105	108	111	113	114	115	120	122	123	125	126	131	139
11 Detroit	109	111	111	124	132	127	125	120	120	121	130	130	132	133	140	145	150	152	153	155	158	169
12 Houston	83	84	89	95	102	107	103	103	103	104	105	112	113	114	114	119	123	123	127	130	136	141
13 Kansas City	100	100	104	115	124	125	120	118	119	120	122	126	128	129	129	133	137	137	140	145	150	157
14 Los Angeles	104	103	107	113	121	127	125	121	126	126	130	133	137	138	141	141	149	150	155	156	168	173
15 Miami	92	93	96	103	110	111	108	104	105	106	108	109	110	111	112	113	119	119	122	124	127	131
16 Milwaukee	102	102	106	112	120	125	123	123	123	125	126	129	131	133	134	138	139	141	143	143	149	161
17 Minneapolis	96	95	99	107	113	115	112	108	108	109	116	120	122	123	123	127	130	131	135	139	142	149
18 New Orleans	94	92	96	102	112	118	113	110	110	113	116	120	121	123	124	128	128	129	135	138	143	150
19 New York	139	138	141	148	154	161	157	152	158	160	164	163	168	169	171	175	179	181	182	185	191	199
20 Philadelphia	122	122	125	141	148	144	140	140	141	142	146	152	154	155	155	159	163	165	167	176	170	179
21 Pittsburgh	108	108	111	123	131	130	138	125	124	125	127	129	130	131	135	138	146	147	150	154	158	162
22 St. Louis	117	117	123	130	143	140	136	136	138	139	141	147	149	150	151	153	159	161	165	169	172	182
23 San Francisco	111	110	114	121	128	134	130	128	133	134	138	141	151	152	153	153	159	163	167	170	174	182
24 Seattle	100	101	105	114	123	124	121	120	123	124	128	133	135	137	138	139	149	151	154	160	165	175
25 Trenton	115	114	117	125	134	135	130	127	129	130	133	136	140	141	140	144	147	148	152	153	158	166
NATIONAL AVERAGE	102	102	106	114	122	123	120	112	119	120	123	126	129	130	132	134	128	140	144	146	151	158

TABLE A. 2

## EPA SMALL CITY CONVENTIONAL TREATMENT (SCCT) INDEXES

City	1973		1974				1975				1976				1977				1978			
	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1 Bakersfield	105	101	103	115	122	123	121	118	119	119	127	128	132	134	138	138	144	142	148	153	162	170
2 Bismarck	81	80	84	92	97	99	96	94	98	100	102	104	107	108	108	108	112	115	120	122	127	132
3 Burlington, VT	92	92	94	101	106	108	104	101	101	102	104	104	105	107	108	108	114	116	120	120	125	133
4 Casper	84	85	88	97	104	105	102	101	101	105	108	108	114	115	115	117	118	112	128	129	133	140
5 Charlestown, SC	58	58	61	66	72	76	72	69	77	77	74	77	77	81	82	83	84	87	88	92	94	99
6 Cumberland, MD	110	109	112	120	127	128	126	126	126	128	129	130	134	135	138	143	145	146	150	150	154	161
7 Duluth	95	94	96	106	112	113	109	107	109	109	114	116	118	119	124	128	130	131	134	134	136	146
8 Eugene	102	104	107	116	123	124	121	118	119	122	130	137	137	139	141	141	143	145	151	156	160	169
9 Gainesville	80	80	83	91	97	102	99	98	97	98	100	101	101	102	104	107	109	109	113	116	119	126
10 Green Bay	103	103	107	113	119	122	123	119	119	121	123	122	124	125	131	131	132	133	139	142	148	154
11 Harrisburg	102	105	109	113	120	122	119	122	126	129	132	135	138	139	138	144	146	147	150	151	155	159
12 Las Vegas	102	101	103	113	119	124	121	119	126	127	129	130	136	140	142	142	149	153	155	158	169	174
13 Mobile	92	91	92	103	111	123	121	117	118	120	118	119	120	121	127	127	133	134	139	141	145	149
14 Muncie	95	96	98	108	114	114	112	111	112	113	114	117	120	124	123	127	130	132	136	138	141	147
15 Pocatello, ID	84	88	90	97	104	105	103	104	105	108	108	110	112	114	115	116	119	120	124	127	133	141
16 Pueblo	87	87	89	97	104	104	105	98	98	99	107	110	113	114	115	119	120	122	124	124	129	136
17 Rapid City	79	79	81	89	97	98	94	92	94	95	99	102	103	105	105	106	108	110	114	117	124	130
18 Roanoke	87	80	83	90	97	108	106	103	102	105	110	114	115	116	116	117	118	120	122	124	127	134
19 Saginaw	105	104	104	111	118	120	118	115	117	118	120	120	122	123	127	128	135	136	138	139	143	149
20 St. Joseph	100	102	106	116	122	119	115	113	113	113	116	117	120	120	124	125	126	129	134	138	145	152
21 Sioux City	90	90	95	103	108	108	105	107	107	107	113	117	118	120	120	130	133	134	136	137	140	146
22 Syracuse	124	126	127	136	141	140	137	137	138	139	142	143	146	148	147	150	155	156	159	160	165	174
23 Tulsa	81	82	85	97	102	101	99	96	97	98	101	103	104	108	109	111	114	116	120	124	128	132
24 Waco	74	73	77	84	90	92	89	87	87	88	90	91	91	92	97	99	101	101	108	112	117	122
25 Wheeling	105	105	108	116	122	122	120	118	121	122	122	124	125	126	129	132	139	128	142	143	154	158
NATIONAL AVERAGE	93	93	95	104	110	112	109	108	109	110	113	115	119	119	121	123	126	128	132	134	139	145

TABLE B.1  
WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT LEVEL	CHANGE
010250	MONROEVILLE-DOUBLE BRANCH	AL	1.00	40	04
010254	RUSSELLVILLE STP	AL	1.13	40	04
010256	NEW HOPE	AL	0.25	30	04
010299	WALNUT CREEK WWTP	AL	3.00	40	04
010296	TOWN CREEK SEWER SYSTEM	AL	0.15	30	04
010313	GROVE HILL STP	AL	0.30	30	04
020039	FAIRBANKS WWTP	AK	0.00	30	04
020043	HAINES STP & COLL	AK	0.30	30	04
020046	SKAGWAY STP & COLLECTION	AK	0.30	30	04
020047	PETERSBURG WWTP	AK	0.80	30	04
020074	KODIAK SYSTEM	AK	2.13	30	04
040125	SUPERIOR WWTP	AZ	0.75	40	04
040174	HANDOLPH PARK STP	AZ	1.50	30	04
040138	IRON SPRINGS WWTF #B	AZ	0.10	30	04
040138	IRON SPRINGS WWTF #A	AZ	0.03	30	04
040140	LAKE HAVASU STP	AZ	0.20	30	04
040141	CASA GRANDE STP	AZ	3.00	30	03
040150	CLARKDALE	AZ	0.25	30	03
040151	INA ROAD STP	AZ	25.00	30	04
040176	WINSLOW	AZ	1.55	30	05
040183	JOSEPH CITY STP	AZ	0.33	30	04
040189	WINKELMAN STP	AZ	0.12	40	01
040214	SOMERTON STP	AZ	0.80	30	03
040220	COLORADO CITY/HILDALE STP	AZ	0.30	40	04
040222	YUMA WWTP	AZ	12.10	30	01
050305	HOT SPRINGS REGIONAL WWTP	AR	12.00	50	04
050332	BATESVILLE STP	AR	4.50	40	03
050334	SPRINGDALE WWTP	AR	18.00	30	01
050346	PARAGOULD WWTP	AR	2.20	30	01
050347	PATE CREEK STP	AR	0.60	40	04
050347	BOIS D'ARC STP	AR	1.20	40	04
050350	GREENBRIER WWTP	AR	0.12	50	04
050367	WEST SIDE WWTRT WORKS	AR	3.00	40	03
050369	CONWAY STP	AR	6.00	40	04
050345	BULL SHOALS STP	AR	0.57	40	04
050397	MATFIELD STP	AR	0.07	20	04
050399	HUNTINGTON STP	AR	0.11	30	04
060669	TERMINAL ISLAND STP	CA	30.00	30	03
060696	CENTRAL CONTRA COSTA STP	CA	30.00	54	03
060731	AVALON STP	CA	1.00	30	04
060761	KERMAN WWTP	CA	0.41	30	03
060761	MAIN WUCF	CA	67.00	53	03
060771	PALM DESERT WRP	CA	2.10	30	01
060772	SCOTT'S VALLEY STP	CA	0.40	30	01
060775	VISALIA MCP	CA	9.30	30	01
060778	ANGELS CAMP STP	CA	0.32	30	03
060774	ORANGE CO. WWRP #1	CA	46.00	30	01
060786	BOLINAS STP	CA	0.07	30	03
060747	LIVERMORE	CA	6.00	50	01
060790	LARUNA WWTP	CA	15.00	30	03

TABLE 8.1 (Continued)

## WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT LEVEL	CHANGE
090155	STONINGTON WPCF	CT	0.66	30	04
090155	PANCAUUCK WPCF	CT	1.31	30	04
090175	NEW LONDON WPCF	CT	10.00	30	03
100051	DELAWARE CITY WWTW	DE	0.50	50	02
100088	S. COASTAL REGIONAL STP	DE	3.00	40	04
120428	PENSACOLA WTW	FL	20.00	54	03
120437	SOUTH CROSS RAYOU WTW	FL	27.00	30	01
120474	FORT LAUDERDALE STP	FL	22.00	40	03
120523	NW STP & EFFLUENT DISPOSAL	FL	16.00	50	03
120574	BROWARD COUNTY STP NO. 2	FL	60.00	40	01
130315	RICHMOND HILL SEWERAGE SY	GA	0.50	30	04
130341	ROCKMANT STP	GA	1.20	30	03
130357	ALMA	GA	0.75	30	04
130383	VITALIA NORTHEAST STP	GA	1.40	51	03
130385	GUM CREEK WWTW	GA	5.00	41	03
130395	DALLAS STP	GA	0.25	40	04
130399	WINNETT COUNTY STP	GA	3.60	54	04
130403	FAYETTEVILLE STP	GA	1.25	51	04
130404	ADFL WWTW	GA	1.30	41	03
130425	WILLAGOUCHE WWTW	GA	4.00	41	04
130425	MUD CREEK WWTW	GA	2.20	50	04
130430	SOUTH CUMM STP	GA	24.00	44	03
130449	FLAT CREEK STP	GA	7.00	33	02
130496	SHELLMAN STP	GA	0.15	30	04
150050	MAHAPEPE-LELELE WWTW	HA	0.40	30	04
150054	LAHAINA STP	HA	3.20	30	04
150057	KULAIMANO STP	HA	0.50	30	04
160144	FAVUS SEWERAGE	ID	0.10	60	04
160171	PAYETTE STP	ID	2.40	30	03
160183	HEMIDIAN STP	ID	2.20	41	04
160185	SOUTH FUNK CUEUR DIAIENE	ID	0.13	30	04
160188	POCATELLO STP	ID	7.50	30	03
160194	WEST HOISE (GARDEN CITY)	ID	5.00	30	04
160204	CUIDENAL WWTW	ID	0.05	30	04
160208	GUYEN FIELD WWTW	ID	0.26	30	04
160208	HAGERMAN STP	ID	0.08	30	04
170408	HUSHNELL STP	IL	0.70	50	03
170461	MIDGEWAY	IL	0.14	50	03
170460	RICHMOND	IL	0.38	33	03
170490	SPARTA	IL	0.65	50	03
170749	TAYLORVILLE SANITARY DIST	IL	1.92	50	03
170765	MT CARMEL WWTW	IL	2.00	40	02
170855	ROMENCE	IL	1.60	40	03
170874	AL GUNGUIN	IL	1.25	33	02
170884	SALEM	IL	1.00	40	03
170930	OLMSTED	IL	0.07	30	03
170956	STOCKTON	IL	0.30	40	03
170979	DE FALLON	IL	3.00	30	03
170979	DOWNEY'S GROVE SANITARY D.	IL	4.60	50	03
170979	LENA	IL	0.30	30	01

TABLE B.1 (Continued)

## WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT LEVEL	CHANGE
180494	COVINGTON WWTP	IN	0.35	30	04
180495	OUGGER	IN	0.13	50	04
180499	SALEM	IN	0.90	50	03
180502	SUNMAN	IN	0.18	50	04
180509	HYMEKA STP	IN	0.25	50	04
180515	HROOKVILLE	IN	0.60	30	03
180518	TIPTON STP	IN	2.00	53	03
180520	NEW PROVIDENCE WWTP	IN	0.14	40	04
180528	STAUNTON STP	IN	0.09	53	04
180528	MARTINSVILLE WWTP	IN	2.20	30	03
180532	MUNCIE WWTP	IN	24.00	43	03
180533	PRINCETON WWTP	IN	2.00	50	03
180534	WESTVILLE WWTP	IN	0.35	50	03
180555	PENNVILLE STP	IN	0.16	50	04
180574	ROSWELL	IN	0.13	50	04
180576	DEMOTTE	IN	0.40	50	04
180591	CONVERSE WWTP	IN	0.25	33	04
180595	FREMONT STP	IN	0.30	53	03
180614	FRANKFORT STP	IN	4.68	50	03
180627	CROWN POINT WWTP	IN	3.60	53	03
180760	COLUMBUS	IN	12.40	44	03
180840	GARY STP	IN	60.00	54	02
190568	WEST LIBERTY STP	IA	1.37	30	03
190579	MASON CITY WWTP	IA	6.50	51	03
190584	SIOUX CITY WWTP	IA	30.00	30	03
190587	JEFFERSON STP	IA	1.10	30	04
190592	MUSCATINE WWTP	IA	13.00	30	03
190594	KEOKUK WWTP	IA	5.00	30	02
190598	SAC STP	IA	0.70	31	04
190603	WEBSTER STP	IA	2.90	41	03
190605	HAWLAN WWTP	IA	0.72	51	04
190608	EAGLE GROVE STP	IA	0.60	31	03
190617	WOOLSTOCK SEWERS & LAGOON	IA	0.04	30	04
190637	SPENCER WWTP	IA	3.70	51	04
190645	SHELDON STP	IA	0.87	41	03
190664	IDA GROVE STP	IA	0.39	40	04
190672	WALFORD LAGOON	IA	0.04	30	04
190763	JANESVILLE LAGOON	IA	0.17	30	04
190880	WAVERLY STP	IA	1.24	30	04
190882	WASHTA LAGOON	IA	0.04	30	03
190890	CASCADE STP	IA	0.25	30	03
200365	LEAVENWORTH WWTP	KS	6.88	30	03
200429	ATLANTA LAGOONS	KS	0.21	30	04
200467	LAKIN LAGOON	KS	0.30	30	04
200478	JUNCTION CITY WWTP	KS	3.60	30	03
200505	BALOWIN STP	KS	0.43	30	03
200510	TOOLEY CREEK MDS#1	KS	0.50	30	03
200523	VALLEY CENTER STP	KS	0.50	30	03
200527	MINNEAPOLIS LAGOON	KS	0.21	60	04
200530	WINFIELD STP	KS	2.00	30	01

TABLE B.1 (Continued)  
WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO.	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT	LEVEL CHANGE
262314	CHRYBOYGAN AREA WW MANAG	MI	2.00	33	03
262326	IRON MOUNTAIN-KINGSFORD	MI	3.00	33	03
262349	DOWAGIAC WWTP	MI	2.50	43	02
262353	EATON RAPIDS	MI	1.20	33	03
262491	MT. CLEMENS & CLINTON AREA	MI	4.50	30	03
262501	UNDSSO	MI	6.00	54	03
262503	BIG RAPIDS WWTP	MI	2.40	33	02
262516	CALEDONIA STP	MI	0.14	60	04
262535	MASON	MI	1.00	54	02
262541	IONIA WWTP	MI	2.85	33	03
262543	LICE CO. DPM	MI	1.00	33	03
262640	GLADWIN	MI	0.65	33	02
263271	JONESVILLE STP	MI	0.32	54	02
263279	MARQUETTE CNTY	MI	6.20	33	03
270663	MSR OF IC-PRELIMINARY TMT	MN	345.00	30	09
270664	PRELIMINARY TMT FACILITIES	MN	240.00	30	09
270720	VIRGINIA	MN	2.00	53	03
270725	TWO HARBORS WWTP	MN	1.20	33	03
270741	ROGERS	MN	0.15	30	04
270747	ST CLOUD	MN	13.00	30	04
270748	WESTERN LAKE SUPERIOR SAN	MN	43.60	33	04
270816	HOYT LAKES STP	MN	0.50	33	02
270818	STOCKTON LAGOONS	MN	0.07	30	04
270821	MOUNTAIN IRON STP	MN	0.55	33	04
270837	TAUNTON WWTP	MN	0.02	30	04
270834	ZIMMERMAN LAGOONS	MN	0.08	30	04
270844	ALEXANDRIA LAKE, ETAL.	MN	2.55	33	04
270845	BREEZY POINT STP	MN	0.12	30	04
270845	BREEZY POINT LAGOONS	MN	0.12	60	04
270854	ELK RIVER STP	MN	1.04	30	01
270871	FARIBAULT WWTP	MN	3.50	30	03
270949	MARSHALL WWTP	MN	4.30	50	03
270970	MADISON LAKE	MN	0.09	50	04
276743	DOVER-EYOTA ST CHARLE STP	MN	0.80	50	04
280373	MEPIDIAN STP	MS	13.00	42	03
280540	MANTACHIE STP	MS	0.12	42	04
290480	ST. JOSEPH WWTP	MO	32.05	30	03
290524	MONETT WWTP	MO	3.07	30	03
290540	WENTZVILLE STP	MO	1.10	40	04
290587	WESTSIDE STP	MO	22.50	30	02
290603	NEVADA WWTP	MO	2.11	30	04
290629	INDEPENDENCE (ROCK CREEK)	MO	7.50	30	04
290634	CHARLESTON STP	MO	0.75	30	02
290646	WYATT LAGOON & SEWERS	MO	0.00	30	04
290655	WAHNSHUNG STP	MO	1.70	30	04
290659	CURA STP	MO	0.46	30	04
290662	HELIEN LAGOON	MO	0.01	30	04
290669	QUILIN STP	MO	0.10	30	04
290673	JEFFERSON STP	MO	6.20	30	02
290683	TIPTON STP	MO	0.44	30	04

TABLE B.1 (Continued)

## WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT LEVEL	CHANGE
340356	OCEAN CO SEWERAGE AUTH(N)	NJ	28.00	30	04
340358	PEMBERTON M Y A	NJ	2.50	33	04
340372	OCEAN COUNTY S.A CENTRAL	NJ	24.00	30	04
340377	S MONMOUTH S.A.	NJ	8.00	30	04
340383	HAMILTON TOWNSHIP	NJ	16.00	30	03
340386	HEPGEN CO SEWER AUTHORITY	NJ	75.00	30	01
340388	HANOVER SEWER AUTHORITY	NJ	3.00	30	01
340550	CUMBERLAND CO. SEWERAGE A	NJ	7.00	30	03
350171	LAS CRUCES WWTP	NM	6.00	30	01
350188	CITY OF LOHUSBURG WWTP	NM	0.80	30	04
351004	MOBBS STP	NM	4.00	40	04
351015	HATON WWTP	NM	1.20	30	04
351029	CITY OF PORTALES WWTP	NM	1.14	30	04
351034	LAS VEGAS SS	NM	2.50	40	04
360384	MAVION STP	NY	0.13	51	04
360384	RENSSELAER COUNTY S.D.	NY	24.00	30	04
360433	SAG HAHUR SEWAGE SYS	NY	0.10	30	04
360446	CLAYTON STP	NY	0.30	30	04
360485	ONTARIO TOWN SEWERAGE SYS	NY	1.00	54	09
360534	SACKETT HARBOR STP	NY	0.60	30	04
360567	NEW ROCHELLE S.D.	NY	13.60	30	02
360621	GREENPORT	NY	0.50	30	02
360640	WALTON STP & SEWERS	NY	1.17	40	04
360644	WATERFORD SEWERAGE SYSTEM	NY	1.50	30	04
360646	COPLESKILL WTW	NY	0.75	30	03
360650	GROTON WTW	NY	0.25	30	03
360652	ADAMS STP	NY	0.45	41	04
360659	SYRACUSE METRO	NY	80.00	33	03
360661	MASSENA STP	NY	2.50	30	02
360680	CHAUTAQUA LAKE SD	NY	4.10	30	04
360691	ORANGE CO. S.D #1	NY	2.00	51	04
360711	GRAND ISLAND WWTP	NY	3.50	53	03
360728	CANAJOHARIE STP	NY	2.65	30	03
360732	MINETTO STP	NY	0.60	30	04
360742	LISHAKILL COLONIE	NY	5.00	30	04
360747	NIAGARA FALLS AWT	NY	48.00	33	03
360750	CHAMPLAIN PK S.D.	NY	0.16	30	03
360771	WESTFIELD SEWER IMPROVEM	NY	2.60	33	04
360783	OCEAN BEACH STP	NY	0.50	32	02
360786	WATKINS GLEN STP	NY	0.70	30	03
360812	SODUS POINT STP	NY	0.57	30	04
360824	ALBION AWT	NY	2.00	53	04
360843	STONY POINT STP	NY	8.00	30	01
360854	DEPOSIT SEWERAGE SYSTEM	NY	0.40	30	04
360859	MAHATHON SEWER SYSTEM	NY	0.20	30	04
360914	SHERMAN STP	NY	0.14	50	04
360922	SOMESET-BARKER STP	NY	0.28	30	04
370364	TARBORO WTW	NC	3.00	30	03
370377	IRWIN CREEK STP	NC	10.00	50	02
370377	MALLARD STP	NC	3.00	51	04



TABLE B.1 (Continued)

## WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT LEVEL	CHANGE
370377	MCALPINE STP	NC	30.00	51	03
370382	CO-COMO WTW	NC	24.00	40	04
370383	FARMVILLE WTW	NC	3.50	51	04
370385	EAST HURLINGTON STP	NC	12.00	40	03
370386	WILSON BAY STP	NC	4.46	30	03
370417	DUNN STP	NC	2.28	40	04
370425	CLINTON STP	NC	3.00	50	02
370433	RED SPRINGS STP	NC	1.50	32	03
370441	MOORE COUNTY REG. WTW	NC	6.70	51	04
380294	ENGELIN WTW & SS	ND	0.25	30	01
380313	SHELDON LAGOON AND CS	ND	0.03	30	04
380321	BISMARCK WWTW	ND	5.04	30	03
380324	HARVEY LAGOONS	ND	0.28	30	04
380325	MANDAN STP	ND	2.00	30	03
380326	NEW TOWN LAGOON	ND	0.20	30	03
380329	DICKINSON LAGOONS	ND	1.49	30	03
380332	CRARY WWTW	ND	0.02	30	04
380334	MINNEAPOLIS LAGOONS	ND	0.06	30	03
380335	WAHPETON STP	ND	0.83	30	03
380342	DOUGLAS LAGOON	ND	0.01	30	03
380370	PETERSBURG LAGOON	ND	0.04	30	03
380375	VERONA LAGOON	ND	0.02	30	04
380376	GRANVILLE LAGOON	ND	0.03	30	03
380377	MUNICH LAGOON	ND	0.04	30	03
380379	SOURIS LAGOON	ND	0.01	30	04
380380	STARKWEATHER LAGOON	ND	0.02	30	03
380387	NEW ENGLAND LAGOON	ND	0.12	30	03
380389	REYNOLDS LAGOON	ND	0.03	30	03
380390	RUTLAND LAGOON	ND	0.03	30	03
380394	WONDWORTH LAGOON	ND	0.01	30	04
380395	BERTHOLD LAGOON	ND	0.02	30	03
380399	LIGNITE LAGOON	ND	0.03	30	03
380453	EDMORE LAGOON	ND	0.04	30	03
380465	BEULAH LAGOON	ND	0.53	30	03
390464	VAN WERT	OH	2.75	53	03
390514	RAVENNA	OH	2.80	44	03
390556	LITTLE MIAMI WWTW	OH	38.00	30	03
390586	MINERAL CITY	OH	0.15	30	04
390589	OAK HARBOR WWTW	OH	0.74	30	03
390590	PLEASANT HILL	OH	0.20	30	03
390591	EUCLID	OH	22.00	43	03
390593	MOUNT VERNON WWTW	OH	5.00	43	03
390599	URBANA WWTW	OH	3.00	34	03
390622	CANTON	OH	33.00	51	03
390626	LIMA WWTW	OH	18.50	54	02
390627	MASSILLON	OH	12.00	43	03
390630	BUNTON WWTW	OH	0.27	40	03
390644	CIRCLEVILLE	OH	3.50	33	04
390648	OREGON WWTW	OH	8.00	43	04
390654	HAMILTON	OH	24.70	33	01

TABLE B.1 (Continued)  
 WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT LEVEL	CHANGE
390657	MCJINA COUNTY REGIONAL TP	OH	2.00	53	04
390663	HASKINS WWTP	OH	0.10	50	04
390680	NEW KNOXVILLE WWTP	OH	0.12	51	04
390683	FRENCH CREEK STP	OH	7.50	54	04
390684	MEANDER WATERSHED, ETAL.	OH	4.00	43	04
390686	FAIRFIELD	OH	6.00	34	03
390702	MONTGOMERY CO WEST REG PT	OH	20.00	54	04
390717	PROSPECT	OH	0.12	30	04
390740	CLARK COUNTY STP	OH	2.00	54	04
390741	CLEVELAND PSD-SOUTHERLY	OH	200.00	33	08
390746	ERIE COUNTY STP	OH	1.20	33	03
390753	BLOOMINGBURG	OH	0.16	50	04
390754	SHERWOOD WWTP	OH	0.16	30	04
390844	MALVERN STP	OH	0.35	30	04
390902	WAPSAW STP	OH	0.17	30	04
390957	SWANTON WWTP	OH	0.92	40	03
390982	SOUTH POINT WWTP	OH	1.20	30	03
390996	CANTON STP	OH	33.00	53	02
390999	LIVERPOOL WWTP	OH	10.00	53	03
391001	PYEBLE COUNTY WWTP	OH	0.60	54	04
391005	ASHLEY	OH	0.19	44	04
391259	PERRYSVILLE STP	OH	0.13	30	04
400537	NEWOKA WWTP	OK	0.75	30	03
400584	BETHANY STP	OK	5.00	54	03
400610	YUMON STP	OK	3.00	30	04
400630	MCALESTER STP	OK	2.50	40	03
400638	AMBER LAGOONS	OK	0.04	30	04
400639	CHICKASHA STP	OK	3.00	40	05
400640	KINGSTON STP	OK	0.25	40	04
400644	COTTON COUNTY RWD LAGOON	OK	0.05	60	04
400648	ALTUS WWTP	OK	2.00	43	04
400662	LAVERNE STP	OK	0.22	30	04
400674	STILLWATER WWTP	OK	6.00	40	03
400682	PERRY WWTP	OK	0.75	40	04
400743	MARINA LAGOONS	OK	0.03	60	04
400779	NO CANADIAN WWTP	OK	40.00	30	04
410320	WILLOW LAKE STP	OR	35.00	30	01
410323	NETARTS-OCEANSIDE STP	OR	0.24	40	04
410341	TRYON CREEK STP	OR	10.50	40	03
410355	COPVALLIS STP	OR	9.70	51	03
410365	DEPOE BAY STP	OR	0.80	30	04
410371	DURHAM WWTP	OR	20.00	41	04
410411	REDWOOD SANITARY DISTRICT	OR	0.50	30	04
410416	CLOVERDALE STP	OR	0.04	50	04
410417	PACIFIC CITY STP	OR	0.30	50	04
410423	CAVE JUNCTION STP	OR	0.15	40	03
410424	HOARDMAN LAGOON	OR	0.40	30	04
410427	AUMSVILLE LAGOONS	OR	0.32	50	03
410434	GLENDALE STP	OR	0.25	50	04
410436	SUTHERLIN STP	OR	1.30	50	04

TABLE B.1 (Continued)  
 WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT LEVEL	CHANGE
41047A	JOHN DAY STP	OR	0.60	40	01
410444	MOLALLA STP	OR	0.80	50	04
410446	LEBANON STP	OR	3.00	50	03
410475	LA GRANDE STP	OR	2.60	30	03
410495	ROCK CREEK AWTP	OR	15.00	53	04
410508	AMITY STP	OR	0.14	30	01
410510	JEFFERSON STP	OR	0.40	40	03
410528	COVE STP	OR	0.06	30	04
420572	HICKORY TWP MUNIC. AUTH.	PA	2.50	40	03
420595	LOCK HAVEN STP	PA	3.75	30	03
420600	VALLEY FORGE SEWER AUTH	PA	8.00	30	04
420622	PORTAGE JOINT SEWER AUTH	PA	1.00	30	04
420643	ELIZABETHVILLE	PA	0.28	30	02
420657	THI-BORO MUNICIPAL AUTH	PA	0.50	30	04
420701	MOSHANNON VALLEY J.S.A.	PA	1.50	30	04
420704	OIL CITY GENERAL AUTH.	PA	4.00	30	03
420707	MC CANDLESS TWP SAN. AUTH	PA	3.00	30	04
420711	HAMILTONSBAN TWP AUTH	PA	0.03	30	04
420712	OLEY TWP MUNICIPAL AUTH	PA	0.25	30	04
420715	MIDDLETOWN BOROUGH AUTH	PA	2.20	33	03
420718	SHOEMAKERSVILLE MMWF	PA	0.35	40	03
420719	ALEXANDRIA STP	PA	0.12	30	04
420720	MONTGOMERY W & S AUTHORITY	PA	0.60	30	02
420723	ADAMS TOWNSHIP	PA	0.03	30	04
420724	UPPER STONYCREEK J.M.A.	PA	0.27	30	04
420728	MILTON MUNICIPAL AUTHORITY	PA	2.60	30	03
420733	THOMPSONTOWN MUNICIPAL A.	PA	0.11	30	04
420735	EAST MORRITON STP	PA	4.30	40	03
420737	NEW KENSINGTON M.S.A.	PA	7.00	30	02
420739	YORK CITY SEWER AUTHORITY	PA	26.00	50	03
420739	POINT HANON MUNICIPAL AU	PA	0.30	30	04
420742	TRIFONT MUNICIPAL AUTH	PA	0.33	43	04
420749	CONAUPOLIS STP	PA	3.00	30	03
420750	SYKESVILLE MUNICIPAL AUTH	PA	0.20	30	04
420775	CAMPBELL-CUMBERLAND ST	PA	0.60	30	04
420781	SCHUTTKILL HAVEN MUNIC. A	PA	2.00	33	03
420783	BROWN TWP MUNICIPAL AUTH	PA	0.25	30	04
420791	FREEDOM TWP. STP.	PA	0.20	40	04
420810	SHIPPAHSHUNG STP	PA	2.75	44	03
420820	MOUNTAINTOP AREA	PA	1.83	30	04
420841	GROVE CITY STP	PA	3.00	44	03
420845	MYERSTOWN STP	PA	1.40	44	03
420851	LATROBE STP	PA	5.00	51	03
420861	ROYERTOWN STP	PA	0.75	53	02
420817	PORTER-TOWEN JOINT M.A.	PA	0.43	33	04
420938	ALLEGHENY TOWNSHIP STP	PA	0.10	40	04
420940	BETHEL STP	PA	4.10	40	03
420947	NEXT GOSHEN STP	PA	4.50	41	03
421002	LYNN TWP STP	PA	0.08	44	04
421004	HARRISBURG SEWERAGE AUTH.	PA	30.90	33	03

TABLE B.1 (Continued)  
WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT LEVEL	CHANGE
421020	AMBLEY STP	PA	6.50	51	03
421042	VANPOHT STP	PA	1.56	30	01
421048	UNITY TWP STP	PA	0.50	41	04
421071	BUTLER AREA STP	PA	10.00	54	03
421074	CHAMBERSBURG STP	PA	5.20	51	03
421188	FRANKLIN STP	PA	0.50	51	04
421270	EXETER STP	PA	2.40	51	03
440074	BLOCK ISLAND WWTP	RI	0.28	30	04
440079	BURRILLVILLE STP	RI	1.50	33	04
440086	SMITHFIELD REGIONAL WWTP	RI	3.50	30	04
440087	JAMESTOWN STP	RI	0.73	30	04
450765	SANTEC PUBLIC SERVICE DIS	SC	0.30	40	04
450721	HORSE CREEK STP	SC	20.00	30	04
450766	OCCONEE COUNTY STP	SC	5.00	33	04
460222	VIVIAN LAGOON & COLL. SYS.	SD	0.02	60	04
460231	LEAD-DEADWOOD STP	SD	2.33	31	04
460234	MITCHELL WWTP	SD	3.00	30	08
460234	RAMONA WWT PONDS	SD	0.03	60	04
460259	HENRY WWT POND	SD	0.02	60	04
460277	BROOKINGS STP	SD	2.99	51	04
460276	BLUNT LAGOON	SD	0.04	60	04
460286	PIERRE STP	SD	1.50	30	03
293	FLANDREAU STP	SD	0.35	60	04
310	HAYION LAGOON	SD	0.10	30	03
460472	BRUCE LAGOON & COLL. SYS.	SD	0.03	60	04
470352	GATLINBURG WWTP	TN	3.00	41	04
470355	MCEWEN STP	TN	0.50	51	03
470384	CENTRAL STP	TN	95.50	50	03
470385	THIRD CREEK STP	TN	40.00	31	03
480799	BLOOMING GROVE WWTP	TX	0.10	40	03
480856	CROCKETT WWTP	TX	1.00	30	04
480878	MERTZON WWTP	TX	0.05	30	04
480938	KERRVILLE CITY WWTP	TX	2.05	30	01
480952	SULFUR SPRINGS WWTP	TX	2.50	40	03
480981	CROSHY WWTP	TX	0.25	40	04
481017	VILLAGE CREEK WWTP	TX	98.00	51	03
481021	LONGVIEW WWTP	TX	15.60	51	03
481030	GREENVILLE STP	TX	5.29	43	03
481048	BAYTOWN CITY WWTP	TX	3.00	40	01
481062	BURKBURNETT WWTP	TX	2.20	30	01
481084	CLEAR LAKE CITY WWTP	TX	4.50	43	03
481088	BEVIL OAKS STP	TX	0.20	40	04
481110	SILVER LAKE WWTP	TX	1.00	40	03
481112	WILLIS STP	TX	0.40	40	04
481123	TEXAS CITY STP	TX	7.50	53	04
481124	DALLAS SOUTHSIDE STP	TX	30.00	50	01
481169	ALVORD STP	TX	0.11	40	04
481191	LUMBERTON MUD STP	TX	1.50	40	04
481216	BROADWAY STP	TX	10.00	40	02
481244	BELL CNTY STP	TX	15.00	51	03

TABLE B.1 (Continued)

## WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT LEVEL	CHANGE
481271	SOMERSET STP	TX	0.18	40	04
490142	CEDAR CITY WWTP	UT	2.26	50	04
490152	MYRUM CITY WWTP & COLL.	UT	0.88	50	04
490170	GRANGER - HUNTER IMP DIST	UT	7.30	40	02
490171	PELLSVILLE STP	UT	0.20	60	04
490175	TROPIC TOWN OF	UT	0.04	30	04
490180	MYTON LAGOON	UT	0.12	60	04
490181	EMERY TOWN PONDS & COLL.	UT	0.03	60	04
490194	PROVO CITY WWTP	UT	21.00	50	03
490197	SNYDERVILLE BASIN STP	UT	2.00	50	04
490207	TIMPANOGOS STP	UT	7.60	30	04
490244	CASTLE VALLEY STP	UT	0.70	50	04
500079	BRANDON WWTP	VT	0.70	30	03
500081	HARTFORD WWTP	VT	1.00	30	04
500083	NORTH BRANCH F.D. STP	VT	0.82	30	04
500089	ENOSHONG FALLS	VT	0.26	30	04
500105	MANCHESTER STP	VT	0.60	30	04
500115	READSBORO STP	VT	0.10	30	04
500117	ROYALTON STP	VT	0.07	30	04
510259	UPPER SMITH RIVER WWTP	VA	4.00	30	04
510314	GALAX STP	VA	1.50	30	03
510331	UPPER OCCOQUAN REGIONAL	VA	22.50	54	04
510355	CLIFTON FORGE STP	VA	2.00	30	03
510356	ALEXANDRIA STP	VA	54.00	54	03
510357	ARLINGTON COUNTY	VA	30.00	33	02
510370	ROANOKE STP	VA	35.00	30	01
510375	STUART STP	VA	0.30	30	04
510383	ROUND HILL	VA	0.10	50	04
510384	WAVERLY STP	VA	0.35	30	03
510396	LEXINGTON STP	VA	2.00	30	03
510442	ROANOKE STP	VA	35.00	54	02
510485	CULPEPER STP	VA	3.00	40	04
510490	MCKENNEY STP	VA	0.10	30	04
510498	BLACKBURG-VPI SAN. AUTH	VA	6.00	30	04
510500	REFOVILLE STP	VA	0.20	30	04
510509	RIVANNA STP	VA	15.00	50	04
510515	POUND STP	VA	0.18	30	04
510517	MARTINSVILLE STP	VA	6.00	30	03
530466	BIRCH BAY (WHATCOM CO WDRB)	WA	1.60	30	04
530488	WESTPORT WWTF	WA	1.00	30	03
530504	OLYMPIA STP	WA	9.10	30	03
530513	ARLINGTON STP	WA	1.00	30	03
530516	BURLINGTON STP	WA	1.20	30	04
530530	WEST LONGVIEW STP	WA	0.20	30	03
530549	STEVENS PASS-YODELIN STP	WA	0.06	50	04
530553	WHITE SWAN WSS	WA	0.10	60	04
530560	ENUMCLAW STP	WA	2.50	30	05
530568	GINKGO STP	WA	0.10	30	04
530578	YADER STP	WA	0.71	30	03
530580	SPOKANE WWTF	WA	40.00	33	03

TABLE B.1 (Continued)

## WASTEWATER TREATMENT PLANT PROJECTS IN DATA BASE

GRANT NO	FACILITY NAME	STATE	PROJECTED FLOW	TREATMENT LEVEL	CHANGE
5305R2	WASHOUGAL STP	WA	1.60	30	03
530600	WAPATO STP	WA	1.10	30	03
530604	SHELTON STP	WA	3.34	30	04
530613	WINLOCK STP	WA	0.30	30	03
530724	RYDERWOOD STP	WA	0.09	30	04
530740	GLENWOOD STP/KLICKITAT CO	WA	0.10	30	04
530812	WISHRAM STP PUDWI	WA	0.10	30	04
530829	HOQUIAM STP	WA	2.34	30	03
540198	WEIRTON STP	WV	4.00	30	02
540208	DELBARTON	WV	0.12	30	04
540213	BLUEFIELD	WV	3.50	40	04
540336	MALDEN STP	WV	1.50	30	04
540424	ST. ALBANS STP	WV	2.50	30	02
550488	TWO RIVERS	WI	4.40	43	03
550518	LUXEMBURG STP	WI	0.35	20	04
550548	SUPERIOR STP	WI	5.00	33	02
550552	RACINE STP	WI	30.00	34	03
550573	LOMIRA WWTP	WI	0.49	40	04
550625	MONTREAL WWTP	WI	0.28	30	02
550631	OCONOMOC WWTP	WI	4.02	50	04
550648	MANITOWOC WWTP	WI	15.50	33	01
550649	OMRO STP	WI	0.54	33	04
550662	RHINELANDER STP	WI	1.90	30	03
550665	THREE LAKES STP	WI	0.13	40	02
550686	KEWAUNEE STP	WI	0.58	33	01
550686	KEWAUNEE WWTP	WI	0.58	33	01
550687	RIPON STP	WI	2.00	53	03
550689	HOLLAND STP	WI	0.20	44	03
550706	DEPERE WWTP	WI	14.20	33	03
550734	MADISON MSD	WI	51.30	30	01
550787	MARSHFIELD STP	WI	3.50	30	02
550790	STOUGHTON STP	WI	1.65	30	03
550794	CASCO	WI	0.07	50	02
550820	NORTHERN MORaine UC STP	WI	0.60	30	04
560104	COWLEY STP & COLL.	WY	0.05	60	04
560109	CASPER WWTP	WY	6.40	30	03
560110	LABARGE WWTP & COLL. SYS.	WY	0.04	30	04



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

Tratamiento de aguas residuales, municipales,  
industriales y reusos

Tratamiento avanzado. Generalidades

Inq. Héctor Mendoza Márquez

Octubre, 1981

## 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 mecánicos, proporcionan agua con una calidad adecuada para su uso 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 a hacer posible el tratamiento avanzado fué el de filtración. Los avances logrados con la llamada filtración profunda a diferencia de la filtración superficial convencional en medios granulares, permitió incrementar la carga superficial sobre el filtro al mismo tiempo que se incrementaba la carrera del filtro aún con agua residual tratada. Esto se logró primordialmente con la introducción de lechos mixtos de materiales de diferente peso específico que permiten la colocación de los materiales de manera de tener una porosidad que disminuye en el sentido del flujo.

Una vez logrado este avance fué posible incorporar al tratamiento de aguas residuales los procesos ya existentes para el tratamiento de aguas y desarrollar nuevos procesos para resolver demandas específicas del agua residual.

### PROPOSITO DEL TRATAMIENTO AVANZADO

De acuerdo con las demandas de agua de mejor calidad mencionadas anteriormente el propósito del tratamiento avanzado puede resumirse 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 hierro 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, color 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 hierro. 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, sin embargo la operación del proceso ha

resultado complicado por tratarse de dos sistemas biológicos en serie. Este proceso puede resultar adecuado en México ya que funciona mejor en altas temperaturas que en las bajas.

Cloración al punto de quiebre.- Este proceso consiste en aplicar una dosis de cloro tal que las compuertas nitrogenadas reducidas se oxiden hasta formar nitrógeno gas. El proceso es confiable con una eficiencia de 99% y tiene la ventaja adicional de oxidar materia orgánica y de desinfectar el agua. La principal desventaja es el alto costo ya que se requiere una dosis de 9 mg/l de cloro por mg/l de nitrógeno amoniacal. Además se producen compuestos orgánicos cerrados tóxicos que pueden disminuir la utilidad del agua.

Desorción de amoníaco.- Este proceso consiste en elevar el pH del agua a un nivel tal que todo el nitrógeno amoniacal presente en el agua se convierta en amoníaco para posteriormente disiparlo en la atmósfera. Este proceso resulta muy efectivo en climas cálidos. Cuando se utiliza después de un proceso de coagulación con cal su costo es muy bajo.

Intercambio iónico.- Este proceso consiste en remover el nitrógeno amoniacal con una resina de intercambio selectiva natural conocida como clinoptilolita. La regeneración se realiza con sal muera.

El amoníaco puede extraerse de la sal muera con ácido sulfúrico, para producir sulfato de amoníaco que sirve como fertilizante. El proceso es simple y efectivo. El principal problema en la operación es la extracción del amoníaco de la sal muera.

#### REMOCION DE SOLIDOS SUSPENDIDOS

Coagulación química.- Este proceso es adecuado para la remoción de sólidos, sin embargo los resultados son similares a los obtenidos con filtración a un costo mayor principalmente por el manejo del lodo producido. Este tratamiento es efectivo cuando también se requiere remover fósforo.

Filtración.- Es el proceso más efectivo para la remoción de sólidos. Los filtros de medio mezclado han resultado los más efectivos. La filtración puede mejorar con la adición de polímeros. Es el proceso más económico cuando se requiere remover sólidos. El agua de lavado se recircula a la entrada de la planta.

Microtamices.- La utilización de estos medios mecánicos de filtración ha dado resultados que no son comparables a los obtenidos con los otros dos procesos debido a su baja eficiencia.

#### REMOCION DE MATERIA ORGANICA SOLUBLE

Carbón activado granular.- El proceso consiste en la adsorción de los compuestos orgánicos presentes en el agua por medio de carbón activado. El proceso es eficiente, confiable y comparado con los resultados confiable y comparado con los resultados que se obtienen, económico. Este proceso reduce el contenido de materia orgánica lo cual resulta en una mejoría notable en las características organolépticas del agua tratada. Se han usado columnas de carbón de flujo ascendente y descendente. Las de flujo ascendente tienen la ventaja de permitir el paso de sólidos y por lo tanto no se pierde carga

hidráulica ni se taponan, sin embargo el roce de las partículas de carbón produce partículas finas de carbón que aparecen en el efluente. Las columnas de flujo descendente no tienen este ditimo 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 construidos 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 aersación.

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 aguas 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.

**Electrodialisis.-** Este proceso se ha usado para la producción de agua potable a partir de aguas salobras. El proceso consiste en promover la migración de los iones presentes en el agua a través de membranas bajo la influencia de una corriente eléctrica. El proceso es selectivo a los contaminantes inorgánicos y no tiene las ventajas de la ósmosis inversa. Otro factor importante es que a medida que se reduce la concentración de iones el costo de la energía se incrementa.

**Ósmosis inversa.-** El fenómeno de la ósmosis aparece cuando dos soluciones de diferentes concentraciones de soluto están separadas por una membrana semipermeable como el celofán. El agua tiende a pasar a través de la membrana del lado más diluido al más concentrado produciendo concentraciones y sales de soluto en ambos lados de la membrana. Por lo tanto aplicando presión del lado concentrado puede lograrse una solución diluida en el otro lado. Los equipos para este proceso son en su totalidad patentados y se diferencian básicamente en la forma de colocar las membranas ya sea en forma espiral, tubular o de fibra hueca. Los requerimientos de energía son del orden de 2.7 kWh/m<sup>3</sup> de agua producida y se recupera del 75 al 85 del agua.

La principal desventaja de este proceso son la poca duración de las membranas, el depósito de sales en el interior de las membranas y a la susceptibilidad al daño del proceso por mala operación.

**Destilación.-** Este procedimiento se utiliza principalmente para la desalación de agua de mar, sin embargo en el campo del tratamiento de agua residual tiene la desventaja de que los compuestos orgánicos son arrastrados en el destilado y aparecen en el efluente de la planta.

#### REMOCIÓN DE ORGANISMOS PATOGENOS

**Cloración.-** La desinfección con cloro se ha venido usando con éxito desde hace mucho tiempo. Su eficiencia 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. Aun 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 ferrico	Con cal	Con sulfato de aluminio	Con cloruro ferrico y cal
DBO	52	53	76	81
DOO	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	74	
Se	0	0	0	
Ag	89	49	89	
Zn	72	78	80	
Color	73	46	72	
SAAAM	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

temperature entrada 21°C, Salida 17°C.

REMOCION EN LECHOS DE CLINOPTILOLITA

Parámetro	% de remoción
N-NH <sub>3</sub>	84
DO	40
CO	28
ST	62

REMOCIONES PROMEDIO POR EL  
PROCESO DE FILTRACION

Parámetro	% de remoción	
	Después de trata- miento biológico	Después de coagula- ción química
DBO	39	16
DOO	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

Parámetro	% de remoción
DBO	53
DOO	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	49
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

**CALIDAD DEL AGUA ESPERADA DE ALGUNAS COMBINACIONES  
DE PROCESOS DE TRATAMIENTO AVANZADO**

Pretratamiento	Procesos de tratamiento avanzado	Calidad esperada						
		BBO	DQO	Turbiedad	Fosfatos	BST	Color	N-NH <sub>3</sub>
Primario	C-S	75	130	10	1	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 activados convencionales	F	5	40	5	25	8	40	25
	C-S	5	40	5	7	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

18

**REMOCIÓN POR EL PROCESO DE  
OSMOSIS INVERSA**

Parámetro	% de remoción
DQO	89
Na	93
Cl	91
SO <sub>4</sub>	89
CE	94



## Costos relativos del tratamiento avanzado

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

Directorio de Asistentes al Curso: Tratamiento de Aguas Residuales, Municipales,  
Industriales y Reusos Octubre 1981 .

---

1. José Alfonso Alvarez Hernández  
Dirección General de Protección y  
Ordenación Ecológica  
Jefe de Oficina  
Av. Reforma 107-5°  
México 4, D.F.  
566 06 88 Ext. 121  
Prol. Sierra Vista 690  
Edificio E Depto. 401  
San José de la Escalera  
México 14, D.F.  
586 52 33
2. Humberto Anaya Flores  
S A R H  
Jefe de Sección de Agua Potable  
P. de la Reforma 107-1°  
México 4, D.F..  
566 06 88  
Av. Sur 12 No. 211 401  
Col. A.Oriental  
México 9, D.F.  
558 70 95
3. Joaquín Arellano Núñez  
S A R H  
Subjefe de Usos del Agua  
Reforma 107-1°  
México 4, D.F.  
566 95 58  
Proc. Gral. de Justicia 87  
Col. Federal  
México 9, D.F.  
762 62 30
4. Tomás Bayrón Castrillo  
Ingeniería y Equipo de Construcción  
Proyectista  
Magdalena 211  
Col. del Valle  
México 12, D.F.  
523 47 02  
Calle Natier 20 Depto. 103  
Col. Noche Buena  
México 19, D.F.
5. Héctor Berúmen de la Hoya  
Fertilizantes Mexicanos  
Coordinador Depto. de Protección Ambiental  
Morena 804  
México 12, D.F.  
536 90 20  
Bosques de Tabasco 40  
Sta. Mónica  
Tlanepantla, Edo. de Méx.  
398 15 03
6. José W. Briones O.  
Fermentaciones Mexicanas, S.A.  
Potrillo Ixtaczoquitlán  
Orizaba, Ver.  
557 88
7. Fernando Cárdenas Velasco  
Sistemas Hidráulicos del Norte, S.A. de C.V.  
Gerente General  
Veracruz 604  
Hermosillo, Son.  
629 42  
Sierra Azul 97  
Lomalinda  
Hermosillo, Son.

8. Hugo Cassaigne Mora  
Ejército Nacional 307  
Guadalupe  
Tampico, Tamaulipas  
3 58 63
9. Raúl Castillo Sánchez  
C. F. E.  
Jefe de Frente  
P.H. Chicoasen  
Chicoasen, Chiapas  
2 77 75 Ext. 123
10. Gilberto Celaya R.  
SARH
11. Anastasio Córdoba Flores  
Industrial Minera Mexico, S.A.  
Ascensor Técnico  
B. California 200 -11º  
México 7, D.F.  
564 66 85  
Madero 303  
Col. Miraval  
Cuernavaca, Mor.  
2 64 50
12. Eduardo Corona Cerero  
Universidad Autónoma de Guerrero  
Catedrático  
Chilpancingo, Gro.  
2 27 41  
Av. Juárez 32  
Chilpancingo, Gro.  
2 21 41
13. José E. Del Angel de León  
Comisión de Aguas del V. de Méx.  
Jefe de Ofi.  
Balderas 55  
México, D.F.  
585 50 66 Ext. 203  
Faisán 3  
Fres. de Satélite  
Estado de Méx.
14. Manuel de Zarobe Watine  
Laboratorios Nat. de Fomento Industrial  
Investigador  
Av. Industria Militar 261  
México 10, D.F.  
589 01 99  
Colina de la Quebrada 104  
Boulevares  
Naucalpan, Edo. de Méx.  
560 80 44
15. Josué Manuel Díaz Segura  
SARH  
Jefe de Sección  
P. de la Reforma 107-2º  
Mexico 4, D.F.  
566 95 69  
Mónaco 264-9  
Zacahuitzco  
México 13, DF.  
539 71 07

16. Jorge Domínguez Castillo  
Coord. de Proy. de la  
Presidencia de la Rép.  
Promotor  
Felix Cuevas 301-4º  
México 12, D.F.  
658 42 00
- Guadalupana 7  
Col. Roma  
México 7, D.F.
17. Ricardo Espinosa Solís  
Com. del Plan Nal. Hidráulico  
S A R H  
Proyectista  
Amealco 8-2º  
México 7, D.F.  
574 85 07
- Bellas Artes 194  
Metropolitana 2ada. Secc.  
México 9, D.F.  
765 28 44
18. Rosa Maura Estrada Patiño  
S A R H  
Dir. Gral. Cap. y Cond. Agua  
Subjefe del Depto. de Pot. y Trat.  
I. Ramírez 20-1º  
México 4, D.F.  
566 39 11
19. J.J. Cuauhtémoc Fernández Jacinto  
Fondo Nal. para los Desarrollos  
Portuarios  
Analista  
Presidente Mazarik 61-6º  
México 5, D.F.  
250 64 44
- Niños Héroe 36 Depto. 17  
Tepepán  
México 23, D.F.  
676 77 50
20. Carlos Rosendo Flores Torres  
Inst. de Ing.  
Téc. Académico  
UNAM  
México 20, D.F.  
5 50 52 15 Ext. 3602
- Av. 513 # 88  
Unidad Aragón  
México 14, D.F.  
760 81 39
21. Joaquín Franco Quiroz  
Nicolás Bravo 7  
Lomas Huizachal  
México  
589 21 96
22. Esleban F. Gallegos Hdz.  
AINSA  
Téc.  
M.A. Camacho 6 A 110 5º Piso  
México, D.F.
- M. Glz. 246 Entrada B 503  
Tlatelolco  
México 3, D.F.  
583 51 24

- 23. Jorge Callina Alvarez  
S A R H  
Jefe de Sección  
Av. SN. Bernabé 549  
México, D.F.  
595 23 22

Cda. de Tlalpán 2849-D 302  
México 21, D.F.  
677 11 68
- 24. Lester Anibal Gálvez Robayo  
Subdirección de Inv. y Entrenamiento  
Téc. Profesional  
Av. Sn. Bernabé  
Sn. Jerónimo Lídice  
México 22, D.F.  
593 44 57

Querétaro 55  
México 7, D.F.  
574 71 57
- 25. Roberto García Castañeda  
Coordinación de Proyectos de Desarrollo  
Analista  
F. Cuevas 301-7<sup>o</sup>  
México 12, D.F.  
658 42 00 Ext. 136

Elena 155  
México 13, D.F.  
674 29 14
- 26. Rafael García Espinosa  
C. F. E.  
Jefe de Planta Piloto  
2a. Ave. Sur Ote 1417  
La Lomita  
Tuxtla Gtz. Chiapas  
2 02 43

4a. Ote. Sur 944  
Obrera  
Tuxtla Gutz. Chiapas  
2 36 47
- 27. Juan José Glz. Romanillos  
Ciruelo 28  
Xotepingo  
México 21, D.F.  
44 00 44
- 28. Dolores Guerra Alvarez  
Subdirección de Inv. y E.  
SARH  
Jefe de Ofi. de Sist. de Tratamiento  
Av. SN. Bernabé 549  
México, D.F.  
595 24 55

Galena 60  
San Jerónimo Lídice  
México, D.F.  
595 13 47
- 29. Milton Henestroza Zárate  
S A R H  
Proyectista  
I. Ramírez 20  
México 4, D.F.  
566 39 11

Calle Cucurpe 1710  
24 de Abril  
México 8, D.F.  
768 11 50

- |     |  |   |
|-----|--|---|
| 30. | <p>Armando Jasso Arfas<br/>S A R H<br/>Jefe de Depto.<br/>Reforma 107 8 °<br/>México 3, D.F.<br/>591 12 95</p> | <p>Ave. 3 No. 152<br/>Sn. Pedro de los Pinos<br/>D. F. 18<br/>515 80 44</p> |
|-----|--|---|
- |     |  |  |
|-----|--|--|
| 31. | <p>Juan Juárez Vértiz<br/>C I E C C A<br/>Téc. Profesional<br/>Ave. Sn. Bernabé 549<br/>Sn. Jerónimo<br/>México 21, D.F.<br/>595 44 53</p> | <p>Antonio Ancano 34<br/>México 18, D.F.</p> |
|-----|--|--|
- |     |   |  |
|-----|---|--|
| 32. | <p>J. Jesús Landeros Ortiz<br/>Comisión del Plan Nal. Hidráulico<br/>Especialista en Hidrología<br/>Tepic 40<br/>México 7, D.F.<br/>574 49 43</p> | <p>Av. Río Soto La Marina 38<br/>P. de Churubusco<br/>Iztapalapa<br/>México 13, D.F.</p> |
|-----|---|--|
- |     |  |   |
|-----|--|---|
| 33. | <p>Noé López Bartolo<br/>S A R H<br/>Jefe de Sección<br/>Reforma 107-5°<br/>México 16, D.F.<br/>566 06 88 Ext. 121</p> | <p>Recreo 3 Bis-309<br/>México 16, D.F.</p> |
|-----|--|---|
- |     |   |   |
|-----|---|---|
| 34. | <p>Pedro López Garrido<br/>Instituto de Ingeniería<br/>Técnico Académico<br/>UNAM<br/>Mexico 20, D.F.<br/>550 52 15 Ext. 3604</p> | <p>Oruga 725<br/>Lindavista<br/>México 14, D.F.<br/>586 22 85</p> |
|-----|---|---|
- |     |   |  |
|-----|---|--|
| 35. | <p>Baltazar Lucero Rmz.<br/>COMETRO<br/>Jefe de Frente<br/>Río Cosulado y Ave. 541<br/>Aragón<br/>México 14, D.F.<br/>551 46 48</p> | <p>Priv. Gumersindo V. 7<br/>Col. del Maestro<br/>Puebla, Pue.</p> |
|-----|---|--|
- |     |   |  |
|-----|---|--|
| 36. | <p>Agustín Machorro Bonilla<br/>SARH<br/>DG. Captaciones y Conducciones de Agua<br/>Proyectista<br/>I. Ramirez 20-1°<br/>México 4, D.F.<br/>566 39 11</p> | <p>F. Martell 28 Depto. 106 C<br/>S. P. de los Pinos<br/>México 18, D.F.<br/>515 16 43</p> |
|-----|---|--|

37. F. de Jesús Martínez Arizmendi  
NEGROMEX, S.A. de C.V.  
Gte. de Proy. Div. Hules  
596 38 11  
Andrés Cavo 3  
Cto. Historiadores  
Satélite, Edo. de Méx.  
562 67 74
38. Raúl Mata Guzmán  
SARH  
Dir. Gral. Protección y Ord. Eco.  
Jefe de Ofi.  
Sn. Bernabé 549  
Sn. Jerónimo Lfdice  
Mexico, D.F.  
595 39 50  
Serapio Rendón 92-42  
San Rafael  
Mexico 4, D.F.
39. Juan Carlos Martínez Amezquita  
Comisión del Plan Nal. Hidráulico  
Proyectista  
Amealco 8 2º  
Col. Roma  
México, D.F.  
574 85 07  
Av. Sn. Bernabé 27  
Col. Progreso  
México 20, D.F.  
595 48 26
40. Sergio Meneses Rubira  
Practos y Serv. Advos., S.A.  
Gte. de Proyec.  
Bosques de Duraznos 187  
Bosques de las Lomas  
México 10, D.F.  
596 29 77  
Hda. Valparaiso 81  
Floresta Coyoacan  
Mexico 22, D.F.  
594 66 13
41. F. Fernando Mercado Paz  
Dir. Gral. de Obras  
Subdirección de Conservación  
Supervisor  
UNAM  
México 20, D.F.  
550 52 15 Ext. 4773  
Rebsamen 543-16  
México 12, D.F.  
523 98 63
42. Rafael Miranda Maciel  
Dir. Gral. de Prot. y Ord. Eco.  
Jefe de Ofi.  
Av. S. Bernabé 549  
México, D.F.  
F. Cintura 199-304  
Morelos  
México 2, D.F.  
789 47 84
43. Homero Moratilla Mata  
Química Hércules, S. A., de C.V.  
Supervisor de Proyectos  
M. Ocampo 469-6º  
México 5, D.F.  
533 03 40  
Av. L. Cárdenas 817-202 B  
México 12, D.F.  
579 96 88

- 44. R. Angel Moreno Espinosa  
ACE Ingenieros, Consultores y Constructores  
Proyectista y Calculista CUPA C 214  
Insurgentes Sur 1877 4° Del Valle  
México 20, D.F. México 12, D.F.  
548 89 49 524 62 70
  
- 45. Roberto Muñoz Vázquez  
Aire Industrial, S.A.  
Gerencia  
36 Torres Quintero Av.  
Zona Industrial  
México 13, D.F.  
686 16 33
  
- 46. Rossana Navarro Salazar  
Constructora y Edificadora Coyoacan, S.A.V. Carranza 1150  
Representante en S.L.P. San Luis Potosí, S.L.P.  
Tepic 129-207 3 95 73  
México 7, D.F.  
574 30 97
  
- 47. Mary E. Nolan Ramírez  
Industrial Minera México, S.A.  
Jefe de Lab. Virrey Luis de Velasco 110  
B. California 200-11° San Luis Potosí, S.L.P.  
México 7, D.F. 3 05 28  
564 66 85
  
- 48. Héctor Fdo. Pacheco Gutiérrez  
Captaciones y Conducciones de Agua 2a. C. Pioquinto Roldán 46  
SARH U.V. Guerrero  
Jefe de Ofi. México 13, D.F.  
I. Ramírez 20-1° 691 70 00  
México 4, D.F.  
566 39 11
  
- 49. Vicente Pugliesse Hernández  
SARH Ezequiel M. 120-4  
Jefe de Brigadas de Campo Tabacalera  
Reforma 107 1° México 1, D.F.  
México 4, D.F. 535 66 78  
566 06 88 Ext. 149
  
- 50. Adán V. Ramírez Rosado  
SARH Nva. E. Iztapalapa 144 B 22  
Técnico Profesional 16 Granjas S. Antonio  
Av. Reforma 107-1° México 13, D.F.  
México 4, D.F. 686 00 40  
566 95 58



51. Leo Bigildo Reyes Flores  
S A R H
52. Joaquín Resendiz Ruiz  
Industrias Resistol S.A.  
Coordinador de Contaminación e Higiene  
Ant. Camino al Lago de Gpe. 57  
Tultitlán, Edo. de Méx.  
565 47 11  
Cerro Gordo 119  
Fracc. los Pirules  
Tlanepantla, Edo. de Méx.  
379 93 15
53. Arcelia Ortiz Torres  
C. F. E.  
Encargada de Lab. de Aguas  
2a. Av. Sur Pte. 1417  
Tuxtla Gtz., Chiapas  
2 02 43  
4a. Nte. Ote. 1147-3  
Tuxtla Gtz., Chiapas
54. Felipe Rodríguez Alvarez  
C. F. E.  
Ingeniero Químico Industrial  
M. Ocampo 463-3º  
México, D.F.  
528 83 11  
Prolongación de Sierra Vista 690 E 102  
Sn. J. de la Escalera  
México 14, D.F.  
754 43 88
55. Rafael Ros Uriguen  
Laboratorios Nacionales de  
Fomento Industrial  
Investigador  
Av. O. Militar 261  
Tecamachalco  
México, D.F.  
589 01 99  
Colina de la Quebrada 104  
Boulevares  
Naucalpan, Edo. de Méx.  
560 80 44
56. Alfonso David Salinas Rojas  
Sistema de Desazolve  
Zona Centro  
D. G. C. O. H.  
Residente  
Calle Zamora 197  
México 11, D.F.  
583 09 48  
Calle 11 de Abril No. 45  
Tacubaya  
México 18, D.F.  
277 23 62
57. Jaime Sánchez Tellez  
Dir. Gral. de O. M.  
S. C. T.  
Jefe de Ofi. de A. P. y Drenajes  
Insurgentes Sur 465  
México 11, D.F.  
584 68 92  
Calle Cinco No. 122  
I. Zaragoza  
México 9, D.F.  
762 17 99

- |     |  |  |
|-----|--|--|
| 58. | <p>Sergio A. Simón Martínez<br/>S A R H<br/>Jefe de la Ofi. de A.<br/>Reforma 102-1°<br/>México 4, D.F.<br/>566 06 38 Ext. 149</p> | <p>Toluca 73-3<br/>Roma Sur<br/>México 7, D.F.</p> |
|-----|--|--|
- |     |   |   |
|-----|---|---|
| 59. | <p>Norberto Chirino Ocampo<br/>Fábrica de Ingeniería<br/>U. A. E. M.<br/>Auxiliar de Investigador<br/>Cerro Coatepec<br/>Toluca, Méx.</p> | <p>Av. Juárez Sur 1025 A<br/>Toluca, Méx.<br/>4 82 47</p> |
|-----|---|---|
- |     |   |  |
|-----|---|--|
| 60. | <p>Daniel Valverde del Río<br/>Pinzón 738<br/>Fracc. Reforma<br/>Veracruz, Ver.<br/>7 71 95</p> |  |
|-----|---|--|
- |     |   |  |
|-----|---|--|
| 61. | <p>Neftalí Vázquez Alfaro<br/>S A R H<br/>Jefe de la Secc. de Computación<br/>Sn. Bernabé 549<br/>México 20, D.F.<br/>595 24 55</p> | <p>Rosa Vulcano 95-8<br/>Molino de Rosas<br/>México 19, D.F.</p> |
|-----|---|--|
- |     |   |  |
|-----|---|--|
| 62. | <p>Francisco Tamayo García<br/>S A R H<br/>Jefe de la Secc. de Ana. en Sistemas<br/>Reforma 107-8°<br/>México 4, D.F.<br/>592 10 62</p> | <p>Ciencias 63-3<br/>Col. Escadón<br/>México 4, D.F.</p> |
|-----|---|--|
- |     |  |   |
|-----|--|---|
| 63. | <p>Julio C. Valdivieso Rosado<br/>SARIH<br/>Jefe de la Oficina de Tratamiento<br/>de Lodos<br/>Av. Sn. Bernabé 549<br/>México 20, D.F.<br/>595 24 55</p> | <p>Dr. Atl 255-32<br/>Sta. Ma. la Ribera<br/>México 4, D.F.<br/>547 06 48</p> |
|-----|--|---|

62a

Directorio de Profesores del Curso: Tratamiento de Aguas Residuales, Municipales, Industriales y Reusos. 26 al 30 de octubre de 1981.

1. M. en I. Salvador Ayañegui Jaritz  
Profesor  
Ingeniería Ambiental  
D E P F I  
U N A M  
México 20, D.F.  
550 52 15 Ext. 4472
2. Dr. Ubaldo Bonilla Domínguez (Coordinador)  
Subdirector de Investigación y Entrenamiento  
Dirección General de Protección y Ordenación Ecológica  
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos  
Av. San Bernabé No. 549 P.B.  
Col. San Jerónimo Lídice  
México 20, D.F.  
595 29 88
3. M. en C. Octavio Castellanos López  
Jefe del Departamento de Sistemas de Tratamiento de Bajo Costo  
Subdirección de Investigación y Entrenamiento  
Dirección General de Protección y Ordenación Ecológica  
S A R H  
Av. San Bernabé No. 549 P.B.  
Col. San Jerónimo Lídice  
México 20, D.F.  
595 24 55
4. M. en I. Roberto Contreras Martínez  
Encargado de los Departamentos de Reuso del Agua  
Control y Aprovechamiento de Malezas Acuáticas  
Subdirección de Investigación y Entrenamiento  
Dirección General de Proyección y Ordenación Ecológica  
S A R H  
Av. San Bernabé No. 549  
Col. San Jerónimo Lídice  
México 20, D.F.  
595 44 53
5. Dr. Raúl Cuéllar Chávez  
Subjefe del Área de Ingeniería Ambiental  
División de Estudios de Posgrado  
Facultad de Ingeniería  
U N A M  
México 20, D.F.  
550 52 15 Ext. 4473

6. Dr. Raúl Cuellar Chávez  
Subjefe del Área de Ingeniería Ambiental  
División de Estudios de Posgrado  
Facultad de Ingeniería  
U N A M  
México 20, D.F.  
550 52 15 Ext. 4473

7. M. en I. Enrique Gastelum Ramos  
Subdirector de Normas y Vigilancia  
Dirección General de Protección y  
Ordenación Ecológica  
S A R H  
Av. San Bernabé No. 549  
Col. San Jerónimo Lídice  
México 20, D.F.  
566 94 93

8. Dr. Vicente Jonguitud Falcón  
Investigador  
Instituto de Ingeniería  
U N A M  
México 20, D.F.  
550 52 15 Ext. 3604

9. Ing. Edmundo Izurieta Ruiz  
Profesor de Ingeniería Ambiental  
División de Estudios de Posgrado  
Facultad de Ingeniería  
U N A M  
P r e s e n t e  
550 52 15 Ext. 4472

10. M. en I. Gastón Mendoza Gámez  
Jefe de la Unidad de Desarrollo  
D D F  
San Antonio Abad No. 231-5°  
Col. Obrera  
México 8, D.F.  
578 26 74

11. M. en I. Héctor Mendoza Márquez  
Director Ejecutivo  
Ecología e Ingeniería  
Ángel Urraza No. 410 ó 414  
México 12, D.F.  
575 87 23

12. Ing. Arnulfo Paz Sánchez  
Asesor Técnico  
ATEC, S.A.  
Av. Chapultepec No. 264 -2° Piso  
México 7, D.F.