

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

470

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Guayaquil, Ecuador

Junio 9 - 23, 1979.

CONTENIDO

1. CONTAMINACION; TRATAMIENTO Y APROVECHAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
2. FUENTES Y CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES
3. RECONOCIMIENTO DE LAS FUENTES
4. PRINCIPALES PROCESOS DEL TRATAMIENTO
5. PRETRATAMIENTO
6. SEDIMENTACION
7. SEDIMENTADORES
8. SEDIMENTACION QUIMICA
9. ESTACIONES DE BOMEQ
10. MEDICION DE CAUDALES
11. REGULACION, HOMOGENIZACION Y NEUTRALIZACION
12. TRATAMIENTO BIOLOGICO
13. DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION
14. FILTROS ROCIADORES

INTRODUCCION

El Centro de Educación Continua de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM (DEPFI), por 5° año consecutivo, ha coordinado sus acciones con el Colegio de Ingenieros Civiles del Guayas, Guayaquil, Ecuador, a fin de organizar un curso en la celebración de las Quintas Jornadas de Ingeniería Civil.

El curso versará sobre "Tratamiento de las Aguas Residuales", que se impartirá en la ciudad de Guayaquil del 9 al 23 de junio de 1979. Tiene como propósito fundamental destacar la importancia del conocimiento en materia del control de la contaminación del agua en los países en vías de desarrollo.

El temario del curso ha sido cuidadosamente elaborado a fin de incluir tópicos para actualizar el conocimiento de los profesionales en un período corto, sobre los aspectos de mayor relevancia en el tratamiento y aprovechamiento de las aguas residuales domésticas e industriales. Efectivamente, cubre aspectos como la problemática de la contaminación, fuentes y características de las aguas residuales, principales procesos de tratamiento, sedimentación, estaciones de bombeo, regulación, homogenización y neutralización, tratamiento biológico, lagunas de estabilización, filtros rociadores y algunas conferencias sobre criterios generales para la selección de procesos de tratamiento de residuos líquidos industriales, lodos activados y costos de tratamiento.

El curso será dictado por profesores del Centro de Educación Continua de la DEPFI-UNAM. También colaborarán en este programa de adiestramiento el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (IEOS), la Empresa Municipal de Alcantarillado de Guayaquil (EMAG) y el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales (CEPIS).

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Junio 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

1. LA PROBLEMATICA DE LA CONTAMINACION DEL AGUA: CAUSAS Y EFECTOS

DR. UBALDO BONILLA D.
Secretario Académico,
División de Estudios
de Posgrado, Facultad
de Ingeniería, UNAM.

INTRODUCCION

Saneamiento y Salud

Hasta el siglo XVII las tasas de mortalidad en las grandes ciudades excedieron a las tasas de natalidad. El fenómeno se explica por dos causas fundamentales: las condiciones insalubres de las ciudades y la alta concentración humana en los núcleos urbanos. Por esta razón las ciudades de esa época crecieron muy lentamente, principalmente debido a la inmigración del campo a la ciudad.

Los principales sucesos que contribuyeron a aliviar esta situación se realizaron primero en Europa, específicamente en lo que se refiere a la construcción de sistemas de abastecimiento de agua, que fueron seguidos por la construcción de sistemas de alcantarillado.

Estas medidas se reflejaron en una rápida disminución en las tasas de mortalidad debidas a tifoidea y otras enfermedades asociadas con el agua. En algunas áreas de Inglaterra, en el año de 1901, la tasa media de mortalidad por tifoidea alcanzó valores hasta de 100 defunciones/100 000 habitantes, mientras que para el año de 1915, en las mismas áreas esta tasa había bajado a 11.6/100 000, y en 1930 era de solamente 2.9/100 000. El decrecimiento se atribuye también a otras medidas, sobre todo de tipo médico y económico, pero se observa que otras enfermedades asociadas con el saneamiento, que no tienen relación con el agua, no han decrecido en la misma forma.

En el estado de Alabama, entre los años de 1924 y 1925, se realizó un estudio que demuestra que en las grandes ciudades en donde existen sistemas de agua potable y alcantarillado la presencia de tifoidea es alrededor de 10 veces menor que en los pequeños poblados en donde no existen estas facilidades.

* Secretario Académico, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Otros Beneficios del Saneamiento

Los efectos positivos de los sistemas de agua potable y alcantarillado no se refieren solamente a los aspectos de salud. Es evidente que la disponibilidad de agua de buena calidad constituye un factor favorable al desarrollo económico de las comunidades. Además, el agua tiene un valor social, en cuanto permite la limpieza de las calles, el regado de jardines, etc. constituyendo un elemento indispensable para el bienestar de la comunidad. La industria tiende a localizarse obviamente en las ciudades que le aseguran un abastecimiento de agua amplio y de buena calidad, así como de sistemas que permitan que sus desechos sean removidos fácilmente. Los alcantarillados pluviales previenen la inundación de las ciudades y los daños consecuentes a la propiedad pública y privada. Los alcantarillados de tipo sanitario evidentemente evitan la presencia en la ciudad de olores desagradables, que son característicos de las ciudades que no disponen de estos servicios.

El tratamiento de los desechos líquidos, tanto municipales como industriales, evita la contaminación de los cuerpos receptores y coadyuva a la conservación de los recursos naturales para sus múltiples usos: generación de energía eléctrica, riego, municipales, recreativos, etc.

Sistemas de Alcantarillado

Los primeros sistemas de alcantarillado de que se tiene noticia, se conocen gracias a las ruinas de las ciudades de Creta y de Asiria. Roma disponía también de sistemas de alcantarillado, pero estos se dedicaban principalmente a conducir aguas pluviales aunque, siendo la costumbre depositar toda suerte de basuras y desechos en las calles, estos sistemas deben haber conducido también a altas cantidades de materia orgánica.

Los sistemas de alcantarillado fueron prácticamente desconocidos durante la edad media y no fué hasta la época moderna en que se

reinicio su construcción, aunque con el principal propósito de conducir aguas pluviales; baste señalar que todavía en el año de 1850 la descarga de desechos estaba prohibida en el sistema de alcantarillado de la ciudad de Londres. En tal época las corrientes de agua que cruzaban ciudades y pueblos eran usadas como sitios de disposición de basuras y otros desechos.

A través del tiempo se reconoció que las condiciones de la ciudad mejoraban al permitirse el uso de los sistemas de alcantarillado para conducir la excreta humana, de manera que los alcantarillados pluviales se convirtieron en alcantarillados combinados.

Es evidente que tanto el desarrollo de los sistemas de abastecimiento de agua y como la adopción de sistemas de plomería dentro de las casas aceleró la construcción de sistemas de alcantarillado, tanto de tipo combinado como de tipo sanitario.

Con el transcurso del tiempo se hizo aparente que la existencia de sistemas de alcantarillado en las ciudades no constituía una solución completa al problema de la disposición de las excreta humana. La descarga de aguas negras en ríos y lagos produjo la degradación de estos cuerpos, creando situaciones peligrosas sobre todo para las poblaciones que se abastecían de agua mediante las mismas fuentes. Como consecuencia, la mayoría de las ciudades se vio obligada a tratar sus aguas usadas antes de ser descargadas a los cuerpos receptores, aún en los casos en que las ciudades descargaban sus desechos en los océanos, ya que este hecho causa el deterioro de las playas y afecta a la fauna acuática.

En épocas más recientes, tanto el desarrollo industrial como la alta concentración de población en los núcleos urbanos han acelerado el problema de contaminación de los cuerpos receptores. El uso de agua por la industria moderna es muchas veces superior al observado en el pasado; la presencia de nuevos contaminantes de naturaleza sintética, que no son fácilmente degradables, ha

creado situaciones altamente peligrosas, que han llegado incluso a hacer que el agua de estos cuerpos no pueda ser utilizada en diversos fines, como los domésticos, de irrigación o industrial. A este respecto son particularmente importantes los detergentes, fertilizantes, plaguicidas y metales tóxicos pesados. Además, los cambios en el estilo de vida experimentados por las sociedades modernas obligan a un mayor consumo de satisfactores y por ende significan un mayor volumen de descargas; es observable que la dotación de agua por habitantes y por día depende del desarrollo de las comunidades: mientras en las poblaciones pequeñas, unos 2 500 habitantes, esta dotación es del orden de 100 litros por habitante por día, en ciudades industriales, como la de Chicago, el consumo excede los 1 600 litros por habitante y por día.

Aguas Residuales

Se definen como aguas residuales a una combinación de:

- desechos líquidos conducidos en el sistema de alcantarillado, procedentes de residencias, edificios comerciales, e instituciones.
- los desechos líquidos procedentes de establecimientos industriales
- el agua subterránea y superficial que procede de las lluvias y que ingresa a los sistemas de alcantarillado

Los desechos líquidos procedentes de las residencias, edificios e instituciones son denominados frecuentemente "aguas negras municipales" y los procedentes de la industria "desechos líquidos industriales".

Los sistemas de alcantarillado se clasifican de acuerdo con el tipo de desechos que conducen. Los sistemas sanitarios conducen aguas negras municipales y, en algunos casos, desechos industriales, además del agua que se infiltra en ellos debido a defectos en las juntas de las tuberías, a través de los pozos de visita, etc.

Los alcantarillados pluviales se diseñan para conducir tanto los escurrimientos superficiales como los subsuperficiales, originados por las lluvias, mientras que los sistemas combinados son aquellos que conducen todo tipo de desechos y escurrimientos a través de los mismos conductos.

Factores que influyen en el tratamiento

El diseño del tratamiento de las aguas residuales de cualquier tipo depende esencialmente de los volúmenes de agua por ser tratados y de las concentraciones y naturaleza de los contaminantes presentes. Se considera que, bajo condiciones normales, el gasto de aguas residuales municipales que llega a la planta de tratamiento representa del 70 al 130% del agua consumida. Es frecuente que quienes diseñan plantas de tratamiento asuman que el gasto promedio del influente a la planta es igual al gasto promedio del consumo de agua en la ciudad.

El gasto causado por infiltración depende esencialmente del tamaño y estado del sistema de alcantarillado, del nivel del agua freática y de las características del suelo. Hering y Fuller, basados en experiencias de campo han establecido una cifra de 1 950 gal. por acre por día como un parámetro de diseño relativo a infiltración.

Las fluctuaciones de la descarga en el sistema de alcantarillado son un factor determinante en el diseño de una planta de tratamiento. Estas fluctuaciones dependen de factores muy diversos, entre los que es conveniente mencionar el clima, las costumbres de los habitantes de la ciudad, sobre todo en lo que se relaciona con los horarios de trabajo, así como el régimen de abastecimiento de agua a la ciudad.

Debe considerarse que el tamaño del sistema de alcantarillado tiene efecto en los picos del régimen de descargas. Los sistemas de las grandes ciudades exhiben menores variaciones en los gastos de descarga que los sistemas de ciudades pequeñas.

En cualquier caso, las variaciones de las descargas son un factor que afecta el diseño de una planta de tratamiento, que debe ser considerado también en relación con la concentración de contaminantes. En general, a mayores volúmenes corresponden mayores concentraciones y viceversa.

Leyes y Reglamentos

A raíz de la "Conferencia de las Naciones Unidas para el medio Urbano", celebrada en Estocolmo en el año de 1972, los países participantes se comprometieron a establecer diversas medidas conducentes a la conservación del medio ambiente. Uno de sus efectos más notables se refiere a la proliferación de leyes y reglamentos relacionados con la conservación y mejoramiento de la calidad del agua.

La legislación relativa a las descargas y sus características es muy variable y depende esencialmente del estado de desarrollo de cada país. Se observa que las normas impuestas para las descargas son mucho más restrictivas y abarcan una mayor cantidad de contaminantes en el caso de los países desarrollados. Por el contrario, los países en vía de desarrollo requieren, en general, únicamente del tratamiento primario de los efluentes, antes de ser descargados en los cuerpos receptores y solamente en casos específicos establecen restricciones tales que lleven al tratamiento secundario. Esto se explica fácilmente por el hecho de que el costo de los tratamientos se incrementan exponencialmente al aumentarse las eficiencias de remoción, creándose

un dilema entre la conservación de los recursos hidráulicos, en cuanto a su calidad, y el desarrollo económico de estos países, que demanda bajos costos en la producción industrial.

Por tanto, el grado de tratamiento de las aguas residuales es influenciado, también por las políticas de desarrollo de cada país en particular.

Autopurificación

Cuando los problemas de tratamiento de desechos líquidos atraje ron la atención de los ingenieros, existió una diferencia de opinión entre ellos, referente a si el tratamiento debería ser completo o si debería llevarse a efecto solamente hasta un grado tal que permitiera a los cuerpos receptores ejercer su poder de autopurificación. Algunos ingenieros mantienen todavía el punto de vista de que el interés público demanda el tratamiento más completo posible, mientras que otros opinan que el tratamiento debe basarse en condiciones locales para asegurar razonablemente que no existan daños en los cuerpos receptores.

Los métodos modernos de planeación, así como los conocimientos modernos acerca del comportamiento de los cuerpos receptores en la aceptación de cargas contaminantes, combinados con las restricciones impuestas por las leyes y los reglamentos respectivos, permite resolver razonadamente esta disyuntiva, y lograr, el última instancia, el mejor aprovechamiento de los cuerpos receptores para todos sus usos, sin menoscabo de su calidad. Por lo tanto, resulta obvio que el tratamiento debe basarse tanto en condiciones locales como en las del sistema receptor, como un to do, más bien que en estándares ideales o en condiciones locales solamente.

BIBLIOGRAFIA

- Bonilla D. Ubaldo, "Apuntes del Curso de Sistemas de Ingeniería Ambiental". División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, 1976.
- Steel Ernest W., "Water Supply and Sewerage". Mc Graw-Hill Book Company, Inc. New York.
- Metcalf and Eddy, Inc. "Wastewater Engineering". Mc Graw-Hill Company, New York.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Junio 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

2. FUENTES Y CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES
3. RECONOCIMIENTO DE LAS FUENTES

DR. UBALDO BONTLIA D.
Secretario Académico,
División de Estudios
de Posgrado, Facultad
de Ingeniería, UNAM.

FUENTES DE AGUAS RESIDUALES

1.- Razones del Tratamiento

Las siguientes son razones para establecer el tratamiento de las aguas residuales.

- Reducción de la contaminación existente
- Expansión de plantas industriales o incremento de la producción.
- Relocalización de plantas industriales
- Reuso del agua
- Recuperación de productos
- Control de concentraciones pico

2.- Características de los desechos

- La sustancia orgánica soluble causa disminución del oxígeno no disuelto.
- La presencia de sólidos suspendidos, si son orgánicos, puede producir descomposición anaeróbica.
- Algunas sustancias orgánicas, como los fenoles, pueden causar olores y sabores desagradables.
- Los metales pesados, el cianuro y algunas sustancias orgánicas pueden impartir toxicidad.
- El color y la turbiedad pueden causar problemas estéticos.
- El nitrógeno y el fósforo producen eutroficación.
- El sulfonato de alquilo benceno es resistente a la biodegradación.
- El aceite y las materias flotantes imparten características indeseables al agua.
- Los materiales volátiles pueden ser tóxicos o dar origen a explosiones.

3.- Volumen y concentración de desechos

En el caso de desechos industriales la concentración se define

* Secretario Académico de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

ne en términos de unidades de producción.

Por ejemplo: Galones de agua residual/tonelada de pulpa producida; kilogramos de DBO/tonelada de pulpa producida.

Las variaciones en el volumen y concentración de las aguas residuales dependen del tipo del producto, los procesos de operación y las formas en que se tratan los desechos. Pueden existir diferencias entre industrias similares y poblaciones similares, debido a diferencias en las formas de usar el agua. Las variaciones pueden ocurrir de día a día o de hora a hora, según ocurran los procesos industriales o de vida en la ciudad.

4.- Encuestas en la Industria

Un procedimiento diseñado para desarrollar el balance de flujo y de materiales de todos los procesos que usan agua y producen residuos es el de la encuesta. Con esto, se trata de determinar las variaciones en las características de las aguas residuales que provienen de procesos específicos y de la planta industrial como un todo.

Los objetivos específicos de una encuesta son:

- Establecer posibilidades para la conservación del reuso del agua
- Determinar las variaciones de flujo y concentración de los desechos que deben ser sometidos a tratamiento.

El procedimiento para el desarrollo de una encuesta en la industria es como sigue:

- a - Desarrollar un plano del sistema de alcantarillado (deben consultarse los planos existentes, y realizar la inspección de los distintos procesos de operación).
- b - Establecer un calendario de muestreo y análisis de aguas residuales (deben tomarse muestras compuestas, en periodos horarios, integradas sobre una base de 8 o 12 horas), las muestras compuestas deben estar de acuerdo con las variaciones del flujo.

Algunas observaciones específicas para la toma de muestras

son las siguientes:

- El pH no debe nunca componerse
- Las muestras compuestas para DBO pueden requerir menos de ocho horas, si los métodos de tratamiento corresponden a períodos de retención menores.

Para lagunas aircadas el tiempo de composición puede ser de veinticuatro horas.

- Para fósforo y nitrógeno se pueden tomar muestras compuestas de veinticuatro horas.
- En el caso de materiales tóxicos se requiere de monitoreo continuo.

Para medir el gasto se puede usar cualquiera de los métodos siguientes: vertedores, venturis o bien mediciones de velocidad relacionadas con el área de los conductos para determinar los gastos..

c - Desarrollar el balance de materiales y flujos, mediante un diagrama

- Se deben considerar todas las fuentes significativas de descarga de desechos
- Se debe checar la suma de todos los efluentes individuales contra el efluente total.
- Se deben establecer las variaciones estadísticas en las características de los desechos, que sean significativas.

Es conveniente agrupar los datos en términos de series de frecuencia de ocurrencia, para cada característica significativa. Se deben determinar los valores que son iguales o excedidos el 10, 50, y 90 por ciento del tiempo.

Por ejemplo, tomese el caso de DBO que aparece enseguida.

DBO, mg/l	m	$\frac{m}{m+1}$	Porcentaje de ocurrencia
200	1	0.1	10
225	2	0.2	20
260	3	0.3	30
315	4	0.4	40
350	5	0.5	50
365	6	0.6	60
430	7	0.7	70
460	8	0.8	80
490	9	0.9	90

En el caso del ejemplo se puede usar papel de probabilidades para graficar los datos de DBO contra por ciento de ocurrencias. En tal caso sería factible leer en la gráfica que para el 38 por ciento la DBO será igual o menor que 500 mg/l. Los resultados del análisis estadístico pueden extrapolarse a programas de producción futura relacionando el gasto de desecho, la carga y los calendarios de producción.

5.- Demanda bioquímica de oxígeno y demanda química de oxígeno

La demanda bioquímica de oxígeno (DBO), es la cantidad de oxígeno requerida para la estabilización de la materia orgánica oxidable presente después de cinco días de incubación a 20°C.

Llamando:

L, cantidad de demanda de oxígeno presente al tiempo

t, días, mg/l.

K, constante de la reacción, día⁻¹

entonces

$$\frac{dL}{dt} = KL \quad (1)$$

que se integra para dar como resultado

$$L = L_0 (1 - e^{-kt})$$

L_0 , cantidad total de materia orgánica oxidable presente.

DBO_5 significa demanda bioquímica de oxígeno al quinto día, y representa un porcentaje fijo de L_0 , si se trata de los mismos desechos.

Al determinar la demanda bioquímica de oxígeno, la siembra debe ser aclimatada a los desechos para eliminar períodos de retardo en el crecimiento de las bacterias que ejercen la DBO. En el caso de desechos ácidos las muestras deben ser neutralizadas antes de que se realice la incubación.

La toxicidad de los desechos se puede detectar incrementando la dilución. En los casos en que exista toxicidad se observa que la DBO se incrementa al incrementarse la dilución.

La demanda química de oxígeno (DQO) mide el contenido total de materia oxidable por el dicromato en solución ácida. Cuando se usa un catalizador de sulfato de plata se recupera más del 92% de todos los compuestos orgánicos.

La DQO es proporcional a la DBO solamente para sustratos fácilmente asimilables; por ejemplo, los azúcares y algunos desechos farmacéuticos.

La relación DBO/DQO varía para los efluentes crudos y los efluentes tratados.

No existe correlación entre la DBO y la DQO cuando se encuentran presentes en las aguas residuales sólidos orgánicos suspendidos que sean biodegradables sólo en forma lenta en las botellas de DBO; por ejemplo, el caso de desechos de la industria del papel. Cuando se encuentran sustancias refractarias como el sulfato de alquil benceno, se observa el mismo fenómeno.

Algunos efluentes tratados pueden presentar valores de DBO prácticamente iguales a cero no obstante tener valores altos de DQO.

6.- Reuso del agua y control de residuos dentro de la planta

El reuso del agua y el control de los desechos significan economía en el funcionamiento de la industria. Algunas observaciones acerca de estos aspectos aparecen enseguida.

- El límite superior para el reuso del agua es función del control de calidad del producto. Por ejemplo, un sistema cerrado en la industria del papel podría resultar en un acumulamiento continuo de sólidos disueltos, lo cual puede causar decoloración en el papel cuando éste se encuentre almacenado.
- Las características del agua difieren según los procesos a que se destinen. Por ejemplo, el agua de lavado para alimentos, tales como los tomates, no tiene que ser pura y usualmente solo requiere cloración para proteger al producto contra contaminación microbiana.

El reuso del agua puede resultar en recuperación de productos intermedios. Por ejemplo, en la industria del papel la recuperación de la fibra puede ser resultado de tratar el agua durante el proceso de producción. En las cervecerías, el agua del tercer enjuagado de los tanques puede ser usada en el próximo primer lavado de los mismos. El agua de enfriamiento puede ser usada para propósitos de lavado o bien como contraflujo en los procesos de pasteurización y embotellado.

- La segregación de desechos incompatibles debe considerarse antes de establecer cualquier criterio de diseño del tratamiento. La combinación de corrientes de desechos incompatibles constituye un peligro; por ejemplo, en la industria del chapado la mezcla de desechos ácidos metálicos con desechos conteniendo cianuro pueden producir ácido cianhídrico, que es sumamente tóxico.
- Se recomienda que los desechos sean segregados cuando una porción substancial del gasto contenga la mayoría de un contaminante específico. Por ejemplo, en las curtidurías alrededor del 90% de los sólidos suspendidos provienen de la "beam house", y corresponden aproximadamente al 60% del gas

to total.

- Muy a menudo el agua de enfriamiento puede segregarse para ser descargada directamente al cuerpo receptor.

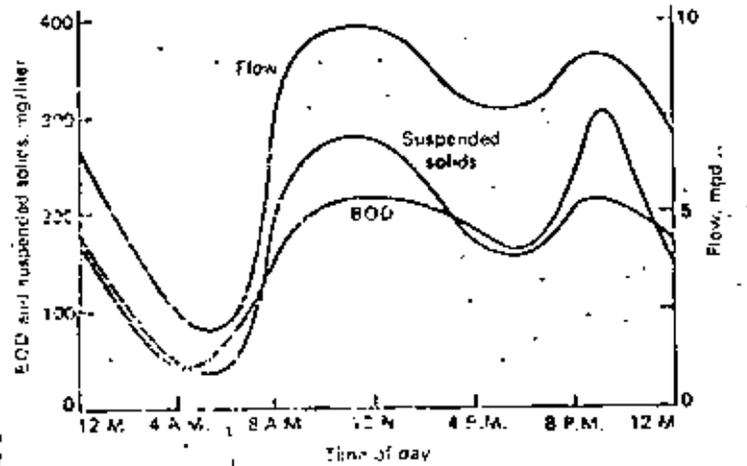


FIG. 1 Typical hourly variation in flow and strength of domestic sewage.

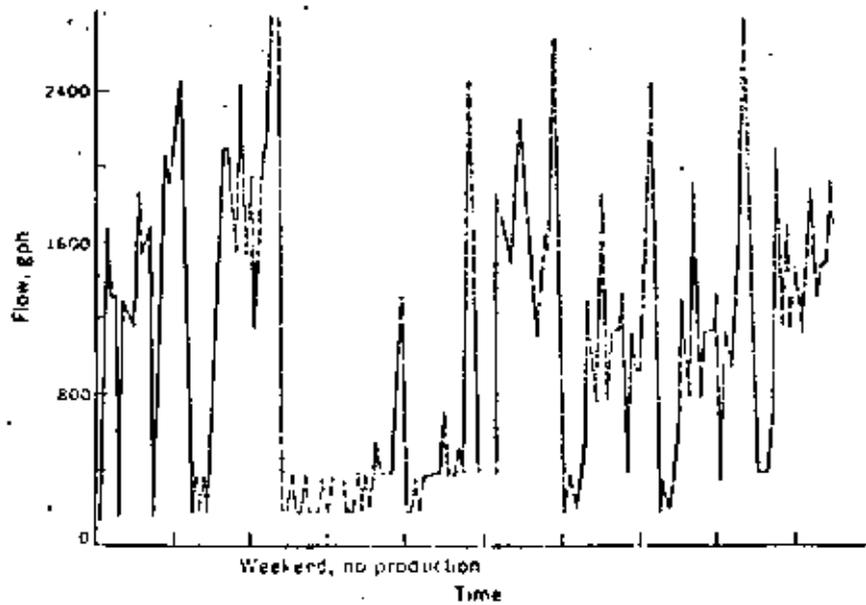
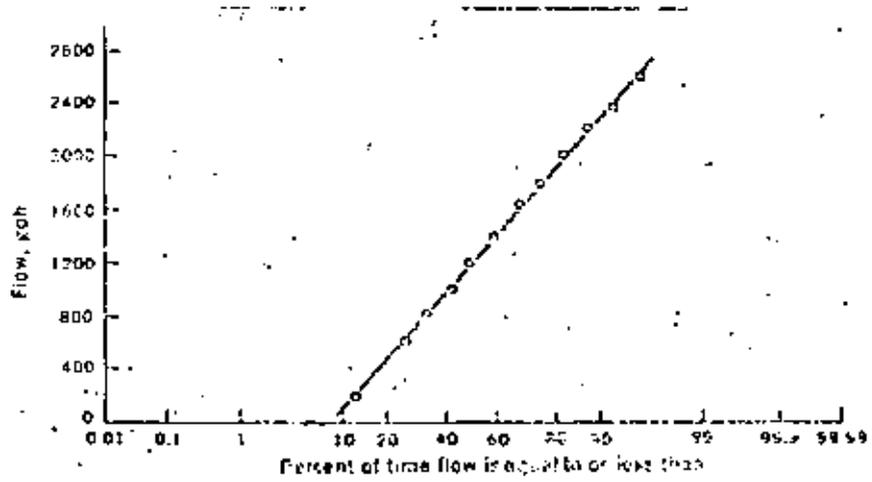


Fig. . . . Variation in flow from a batch operation.

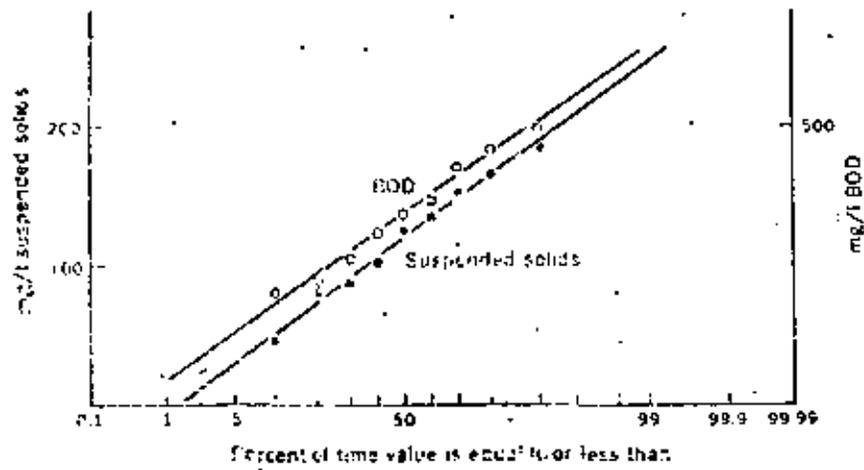


Fig. -4 Probability of occurrence of BOD and suspended solids in raw waste.

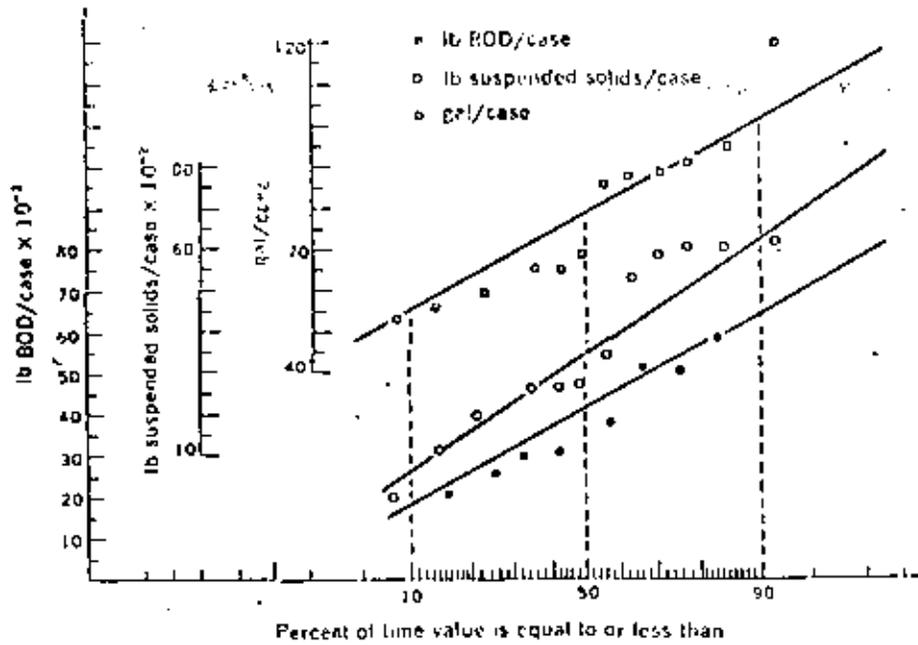


Fig. -5 Daily variation in waste flow and characteristics: tomato waste.

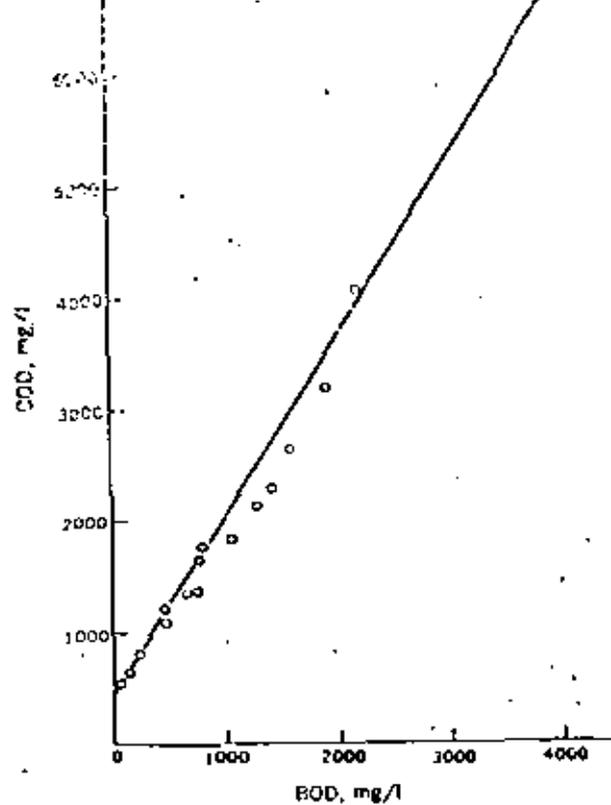


Fig. 1-1. Relationship between BOD and COD for a pharmaceutical waste.

Table Variation in flow and waste characteristics for some representative industrial wastes

Waste	Flow, gal./production unit % frequency			COD, lb./production unit % frequency			Suspended solids, lb./production unit % frequency		
	10	50	90	10	50	90	10	50	90
Pulp and paper*	11,000	43,000	74,000	17.0	35.0	110.0	75.6	105.0	460.0
Paperboard*	7,500	11,000	27,500	10	23	26	25	45	65
Slaughterhouse†	165	870	4,300	2.8	12.0	34	3.0	8.8	31.0
Brewery‡	130	370	600	0.8	2.0	64	0.25	1.2	2.45
Tannery§	4.2	9.0	13.5	57.3%	275	1,400	600%	1,500	2,200

* Tons paper production.

† 1000 lb live weight kill.

‡ 1000 gal beer.

§ Pounds of hides; sulfides as S vary from 200 mg/liter (10%) to 1220 mg/liter (30%).

¶ As mg/liter.

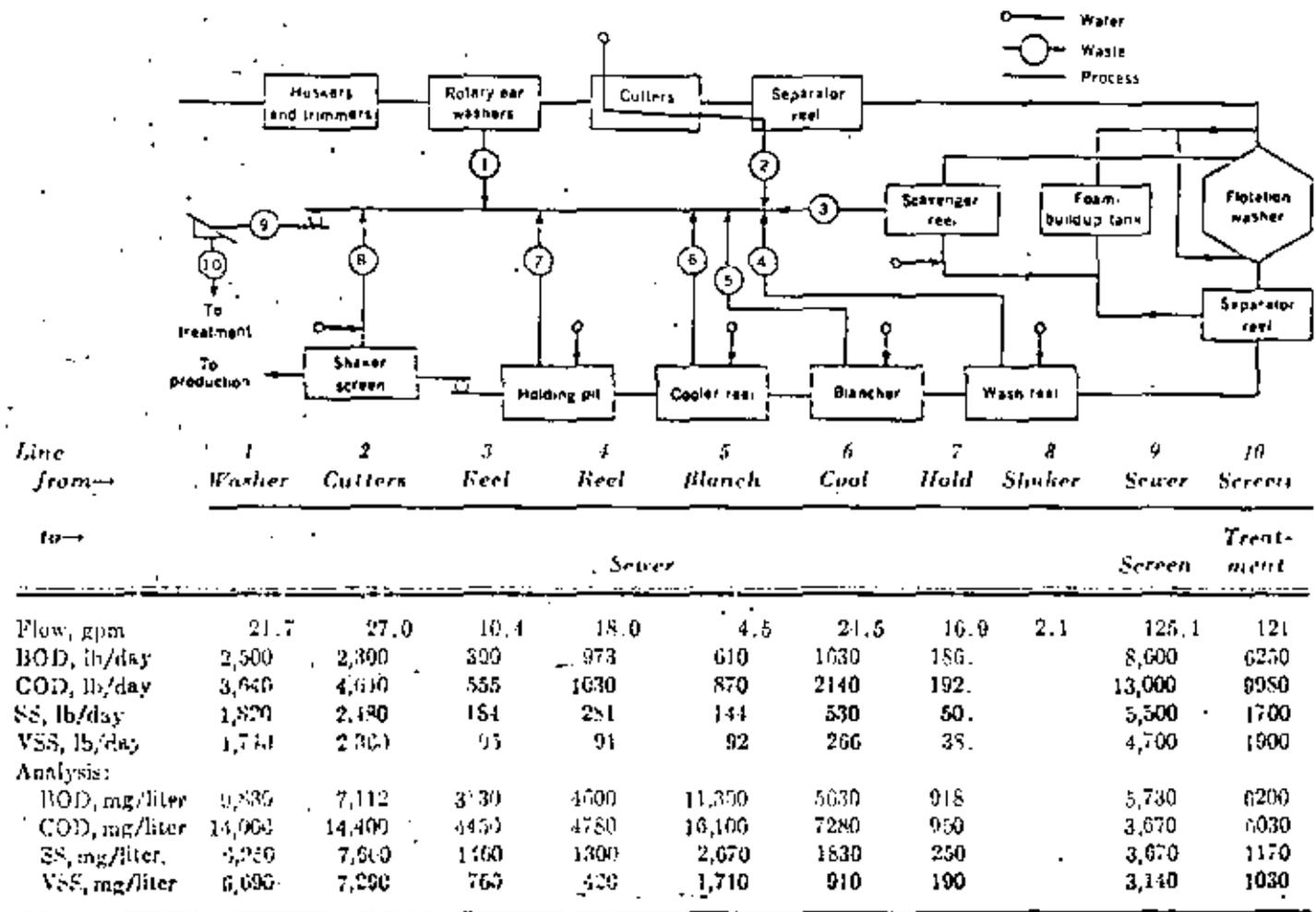


Fig. Waste-flow diagram and material balance of a corn plant.

Table 2 Biological waste treatment

<i>Treatment method</i>	<i>Mode of operation</i>	<i>Degree of treatment</i>	<i>Land requirements</i>	<i>Equipment</i>	<i>Remarks</i>
Lagoons	Intermittent or continuous discharge; facultative or anaerobic	Intermediate	Earth dug; 10-60 days retention		
Aerated lagoons	Completely mixed continuous basin	High in summer; less in winter	Earth basin, 6-12 ft deep; 8-16 acres/mgd	Pier-mounted or floating surface aerators	Solids separation in lagoon; periodic dewatering and sludge removal
Activated sludge	Completely mixed or plug flow; sludge recycle	>90% removal of organics	Earth or concrete basin; 16-25 ft deep; 75,000-350,000 ft ² /mgd	Diffused or mechanical aerators; clarifier for sludge separation and recycle	Excess sludge dewatered and disposed of
Trickling filter	Intermittent or continuous application; may employ effluent recycle	Intermediate or high, depending on loading	225-1,100 ft ² /mgd	Rock filters 3-8 ft deep; plastic packing 20-40 ft deep	
Spray irrigation	Intermittent application of waste	Complete; water percolation into ground water and runoff to stream	40-300 gal./acre	Aluminum irrigation pipe and spray nozzles; movable for reirrigation	Solids separation required; salt content in waste limited

CARACTERIZACION

El conocimiento de las características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales es esencial para el diseño y operación de los correspondientes sistemas de recolección, tratamiento y disposición final.

La evaluación de estos conceptos se realiza fundamentalmente por medio del análisis de laboratorio, seguido del análisis matemático para la interpretación de los resultados. Debe considerarse que en los sistemas acuáticos intervienen múltiples factores más o menos interrelacionados. Así, por ejemplo, la temperatura afecta a la actividad biológica y a la producción de gases, mientras que la presencia de tóxicos tiende a disminuir esta actividad.

Características físicas

La más importante de las características físicas del agua es el contenido total de sólidos, que se componen de materia flotante, en suspensión, coloidal, y en solución.

Los sólidos totales domésticos provienen de baños, lavaderos, fregaderos, desperdicios de comida, excusados, etc. Los sólidos totales provenientes de la industria son de naturaleza muy variada y tienen que definirse en cada caso particular.

Analíticamente los sólidos totales se definen como el residuo que permanece en una cápsula de porcelana después de evaporar

una muestra de agua a temperatura de 103 a 105°C.

Los sólidos suspendidos constituyen la porción de los sólidos totales que son retenidos por un filtro de una micra de diámetro en sus poros. Es sedimentable la porción que se deposita en el fondo de un cono de Imhoff en un período de 60 minutos, y no sedimentable, la porción restante.

La porción filtrable consiste de coloides, que corresponden a diámetros de partículas de un milimicrón a una micra, y de los sólidos disueltos, que son moléculas inorgánicas y orgánicas, y iones, que forman soluciones verdaderas en el agua.

Cada fracción de sólidos puede ser clasificada respecto a su volatilidad a 600°C. A esta temperatura, la materia orgánica se oxida y se desprende de la muestra como un gas. La parte que no se volatiliza se denomina fija y representa materia mineral. Así se tienen, por ejemplo, los términos "sólidos suspendidos fijos", "sólidos disueltos volátiles", etc.

La turbiedad es una medida de transmisión de la luz en el agua, que indica indirectamente la concentración de materia coloidal. Se mide por comparación de transmisión de la luz en muestras de agua con patrones preparados con concentraciones conocidas de tierra de Fuller.

La temperatura del agua residual es generalmente más alta que la del abastecimiento de agua. Constituye un parámetro de mucha importancia debido a su efecto en la vida acuática, en la rapidez de las reacciones químicas, y en los costos de los procesos de enfriamiento.

La condición o edad de las aguas negras se determina cualitativamente por su color. Las aguas negras "frescas" son de color gris, mientras que las "maduras", que han entrado en descomposición anaeróbica, son de color negro. Los desechos industriales pueden cambiar el color de las aguas.

Los olores en las aguas residuales se deben a gases producidos por la descomposición de la materia orgánica o por la presencia de residuos industriales. El olor de las aguas negras es debido sobre todo a ácido sulfhídrico proveniente de la descomposición de los sulfatos.

Características químicas

En las aguas negras la concentración media de materia orgánica es de 75% en los sólidos suspendidos y 40% en los sólidos filtrables. Los compuestos orgánicos son combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, y de nitrógeno, fósforo, etc., en menores cantidades. Los principales grupos de sustancias orgánicas encontrados en las aguas negras son: el de las proteínas (40 a 60%), carbohidratos (25 a 50%), y grasas y aceites (10%).

Las proteínas y los carbohidratos se degradan biológicamente para producir, finalmente, óxidos y agua.

La urea es otro importante desecho orgánico que, por descomponerse rápidamente, solo se encuentra en las aguas negras frescas.

En las aguas residuales que contienen desechos industriales se puede encontrar un gran número de sustancias orgánicas sintéticas; por ejemplo, surfactantes, fenoles, y plaguicidas. Muchas de estas sustancias son difíciles de tratar biológicamente, de biéndose recurrir a tratamientos especiales para eliminarlas, lo que obviamente incrementa los costos de las plantas de tratamiento.

Las grasas y aceites son compuestos muy estables de alcohol o glicerol con los ácidos grasos. Las grasas son sólidas, mientras que los aceites son líquidos. Las grasas y aceites tienden a flotar en la superficie de las aguas negras, pero una parte tiende a impregnar las partículas de materia, interfiriendo con el tratamiento biológico. Por esta razón, no se deben permitir descargas con contenidos mayores a 20 mg/l de grasa.

Los surfactantes son sustancias orgánicas de molécula larga, que se encuentran en la interfase aire-aguas negras, formando espuma. El sulfonato de alquil-benceno es un surfactante que resiste al tratamiento biológico, mientras que el alquil-benceno lineal es otro fácilmente degradable.

Los fenoles causan problemas de olor y sabor cuando se encuentran presentes en el agua potable. Pueden ser degradados biológicamente si se encuentran en concentraciones hasta de 500 mg/l.

Los plaguicidas, hervicidas y otros productos químicos usados en la agricultura; se encuentran en pequeñas concentraciones en las aguas residuales. Sin embargo, tienen la propiedad de acumularse en los peces, alcanzando concentraciones que, o bien los matan o impiden que sean usados como alimento humano.

Además de las pruebas de DBO y DQO, la prueba de carbono orgánico total, COT, sirve para determinar el contenido de materia orgánica de las aguas residuales, especialmente si la concentración es baja. La muestra se inyecta en un horno a elevada temperatura, y se deja oxidar en presencia de un catalizador; el CO_2 formado se mide entonces por un analizador infrarrojo. Para -- aguas negras la relación DBO/COT varía de 0.8 a 1.0, mientras que la relación DBO/DQO varía de 0.4 a 0.8

Materia inorgánica

Las aguas residuales, con excepción de algunos desechos industriales, prácticamente no se tratan para remover materia mineral disuelta, debido al alto costo de los procesos requeridos para ello. El análisis de los constituyentes inorgánicos del agua tiene por objeto, sobretodo, determinar los usos a que puede ser dedicada.

El pH del agua es el logaritmo de la inversa de la concentración de los iones de hidrógeno. El rango de pH dentro del cual puede existir vida acuática, es de 6.5 a 8.5. Si el pH de los residuos líquidos queda fuera de estos límites el tratamiento biológico se dificulta, y si el pH no se cambia a uno favorable, antes de la descarga, el efluente puede alterar la vida en las aguas del cuerpo receptor. Se denominan aguas ácidas a las que tienen pH inferior a 7, neutras a las que tienen pH igual a 7, y básicas a aquellas en que el pH es mayor que este valor. El pH se deter

mina mediante un "potenciómetro", o agregando indicadores que cambian el color del agua a determinados valores de pH. El contenido de cloruros de las aguas es un parámetro significativo de contaminación. Los humanos descargan con sus excreta 6 g/persona-día. Ya que los métodos convencionales de tratamiento no remueven cloruros, una alta concentración de este ión en un cuerpo de agua puede indicar que está siendo contaminado con descargas de aguas negras. Sin embargo, debe considerarse que la presencia de cloruros en el agua puede provenir también de yacimientos minerales lavados por las corrientes, drenaje agrícola, o de desechos industriales.

La alcalinidad de las aguas está constituida por iones OH^- , HCO_3^- y CO_3^{2-} asociados con cationes como Ca^{++} , Mg^{++} , Na^+ , K^+ , NH_4^+ , etc. El Ca^{++} y el Mg^{++} son los más comunes, y además son los causantes de la dureza de las aguas. Las aguas negras municipales son normalmente alcalinas. La alcalinidad se determina por titulación de una muestra de agua usando un ácido de concentración estandar; los resultados se expresan en mg/l como carbonato de calcio (CaCO_3). La alcalinidad constituye un factor importante en el tratamiento químico de las aguas residuales.

El nitrógeno y el fósforo son esenciales para el crecimiento biológico primario (plantas micro y macroscópicas); constituyen el grupo de los macronutrientes que, junto con el de los micronutrientes, tales como el fierro, son los nutrientes de las formas elementales de vida. Concentraciones insuficientes de nitrógeno y fósforo en las aguas residuales impiden el tratamiento biológico. Concentraciones excesivas de estos elementos en los cuerpos de agua naturales dan lugar al fenómeno llamado "eutro-

ficación", que se caracteriza por el elevado crecimiento de algas verdes.

El nitrógeno puede presentarse en las aguas negras en diversas formas, de acuerdo con su edad; en las frescas está presente en las moléculas de proteína y urea, para pasar a reducirse a amonio en las aguas maduras y, finalmente, si existen condiciones aeróbicas, se puede presentar en forma de nitritos y nitratos.

El nitrógeno amoniacal se determina elevando el pH del agua y destilando el amoniaco gaseoso producido por ebullición.

El nitrógeno orgánico se determina por el método de digestión de Kjeldahl. La suma de ambos conceptos se denomina nitrógeno orgánico total.

Los nitratos se encuentran presentes en aguas negras en concentraciones de 0 a 20 mg/l. Si las aguas claras tienen concentraciones mayores a 20 mg/l, pueden resultar peligrosas para el consumo por los infantes, y aún ocasionar muertes en los más lábiles.

Las aguas negras pueden tener contenidos de fósforo de 6 a 20 mg/l., en forma de ortofosfatos, polifosfatos y fosfatos orgánicos.

Los ortofosfatos ($H_2PO_4^-$, HPO_4^{2-} y PO_4^{3-}) se metabolizan de inmediato. Los polifosfatos incluyen moléculas con dos o más átomos de fósforo, oxígeno y en algunos casos hidrógeno, formando moléculas complejas; en el agua sufren hidrólisis para convertirse en ortofosfatos, pero la reacción es muy lenta. Los ortofosfatos se determinan colorimétricamente mediante la adición de molibdato de amonio. Los polifosfatos y los fosfatos orgánicos ...

se convierten primero a ortofosfatos y son determinados en tal forma.

El ión sulfato ocurre naturalmente en la mayoría de los sistemas de abastecimiento de agua y de aguas negras. El azufre se requiere en la síntesis de las proteínas y es liberado al ocurrir la degradación orgánica. Los sulfatos se reducen a sulfuros y ácido sulfhídrico, en condiciones anaeróbicas; bajo condiciones aeróbicas este ácido puede dar lugar a la formación de ácido sulfúrico, que es muy corrosivo.

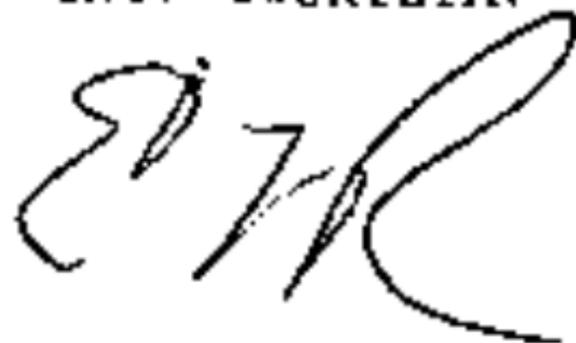
Los cationes y compuestos tóxicos son de gran importancia en el tratamiento de las aguas residuales. El cobre, la plata, el cromo, el arsénico y el boro son tóxicos a los microorganismos y dificultan el tratamiento biológico. En los tanques digestores el cobre es tóxico a concentraciones de 100 mg/l., el níquel y el cromo a concentraciones de 500 mg/l, mientras el potasio y el amonio lo son a concentraciones de 4000 mg/l. Otros tóxicos, como el cianuro y los cromatos se encuentran presentes en algunos desechos industriales. Este tipo de tóxicos debe removerse en las plantas industriales y no ser mezclados con las aguas negras municipales.

Algunos metales pesados son necesarios, en pequeñas cantidades, para el crecimiento biológico. Sin embargo, su presencia en cantidades excesivas interfiere con la vida acuática; por tanto, es deseable controlar la concentración de estas sustancias.. La determinación de metales pesados se realiza por el método de absorción atómica.

Adjunto el material técnico que he enviado
a Guayaquil para el curso de TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES.

Atento saludo,

ING. LZURieta.

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'Lzurietta', written in a cursive style.

Los gases comunmente encontrados en las aguas negras crudas son: nitrógeno, oxígeno, bióxido de carbono, ácido sulfhídrico, amoníaco y metano. Los tres primeros existen en la atmósfera y se encuentran, como consecuencia, en todo tipo de aguas. Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica. El oxígeno libre es usado en la respiración de los microorganismos aeróbicos. Su presencia en las aguas residuales es deseable, ya que la descomposición aeróbica previene la formación de olores desagradables.

El color negro de las aguas residuales domésticas se debe a la combinación del ácido sulfhídrico con el fierro presente, formándose sulfuro de fierro, que tiene este color. En la descomposición anaeróbica, junto al ácido sulfhídrico se presentan otros gases como el indol, el escatol y los mercaptanos, que producen olores aún mas ofensivos que el de este ácido.

El metano es el principal producto de la descomposición anaeróbica. Este gas incoloro e inodoro tiene alto poder combustible; a esto se debe que las alcantarillas de aguas negras deban ser ventiladas, para evitar la acumulación de gas, que puede dar lugar a explosiones. En las plantas de tratamiento debe tenerse cuidado de controlar todos los lugares en que puedan formarse acumulaciones de metano.

Características biológicas

Los principales organismos encontrados en las aguas residuales se clasifican en: protista, plantas y animales.

El grupo protista está formado por bacterias, hongos, protozoarios y algas; las bacterias son de importancia fundamental, debido al papel que juegan en la descomposición de la materia orgánica.

Las bacterias denominadas coliformes se usan como un indicador de contaminación del agua por deyecciones humanas. Cada persona descarga de 100 a 400 billones de organismos coliformes por día. Debido a que el aislamiento de bacterias patógenas es difícil de realizar, la determinación de bacterias coliformes se toma como un indicador de la posible existencia de bacterias patógenas en el agua. La determinación de bacterias coliformes en el agua se basa en que son capaces de fermentar la lactosa, produciendo gas, cuando se incuban a 37°C tubos de ensayo conteniendo muestras de agua. A partir del número de tubos que muestran producción de gas se puede calcular el número más probable de bacterias (NMP) por cada 100 ml de muestra.

Las pruebas de bio-ensayo tienen por objeto evaluar la toxicidad de los desechos líquidos en la vida acuática de los cuerpos receptores. Los resultados deseados son: la concentración de desechos que causan la muerte del 50% de los organismos de prueba en un tiempo dado (DLM), y la concentración máxima que no causa efecto aparente en los organismos de prueba, después de 96 hrs. de contacto. Normalmente estas pruebas se efectúan en acuarios, con peces de interés especial. Durante las pruebas se debe mantener una adecuada alimentación de oxígeno. Sobre la DLM de 96 horas se puede aplicar un factor de seguridad (1/10 a 1/100) para establecer las normas de descarga de aguas residuales a los cuerpos receptores.

TABLE 1. TYPICAL COMPOSITION OF DOMESTIC SEWAGE
 (All values except settleable solids are expressed in mg/liter)

Constituent	Concentration		
	Strong	Medium	Weak
Solids, total	1,200	700	350
Dissolved, total	650	500	260
Fixed	525	300	145
Volatile	125	200	115
Suspended, total	550	200	100
Fixed	75	50	30
Volatile	475	150	70
Settleable solids (ml/liter)	20	10	5
Biochemical oxygen demand, 5-day, 20°C (BOD ₅ , 20°C)	300	200	100
Total organic carbon (TOC)	300	200	100
Chemical oxygen demand (COD)	1,500	900	450
Nitrogen, (total as N)	35	10	20
Organic	25	15	8
Free ammonia	50	25	12
Nitrites	0	0	0
Nitrates	0	0	0
Phosphorus (total as P)	20	10	6
Organic	5	3	2
Inorganic	15	7	4
Chlorides*	110	50	20
Alkalinity (as CaCO ₃)*	200	100	40
Grease	100	100	50

* Values should be increased by amount in carriage water.

TABLE 1. PHYSICAL, CHEMICAL, AND BIOLOGICAL CHARACTERISTICS OF WASTEWATER

Parameter	Source
Physical	
Solids	Carriage water,* domestic and industrial wastes
Temperature	Domestic and industrial wastes
Color	Domestic and industrial wastes
ODG ^a	Decomposing sewage, industrial wastes
Chemical	
Organic:	
Proteins	Domestic and commercial wastes
Carbohydrates	Domestic and commercial wastes
Fats, oils, and grease	Domestic, commercial, and industrial wastes
Surfactants	Domestic and industrial wastes
Phenols	Industrial wastes
Pesticides	Agricultural wastes
Inorganic:	
pH	Industrial wastes
Chlorides	Carriage water, domestic wastes, ground water infiltration
Alkalinity	Domestic wastes, carriage water, ground water infiltration
Nitrogen	Domestic and agricultural wastes
Phosphorus	Domestic and industrial wastes, natural runoff
Sulfur	Carriage water and industrial wastes
Toxic compounds	Industrial wastes, ground water infiltration
Heavy metals	Industrial wastes
Gases:	
Oxygen	Carriage water, surface water infiltration
Hydrogen sulfide	Decomposition of domestic wastes
Methane	Decomposition of domestic wastes
Biological	
Protozoa	Domestic wastes, treatment plants
Viruses	Domestic wastes
Plants	Open watercourses and treatment plants
Animals	Open watercourses and treatment plants

* Carriage water refers to domestic water supply.

TABLE MINERAL PICKUP FROM DOMESTIC WATER USAGE [27]

Constituent	Concentration, mg/liter		
	Palo Alto water ^a	Palo Alto effluent ^b	Incremental range ^c
Anions:			
Carbonate (CO ₃)	2.4	0.0	
Bicarbonate (HCO ₃)	25.0	25.0	
Chloride (Cl)	3.5	215.0 ^d	20-50
Sulfate (SO ₄)	5.5	27.5 ^e	15-30
Nitrate (NO ₃)	1.7	18.4	20-40 ^f
Phosphate (PO ₄)	0.0	21.4	20-40
Cations:			
Sodium (Na)	0.7	155.0 ^g	45-70
Potassium (K)	2.0	8.8	7-15
Calcium (Ca)	17.1	49.8 ^h	15-40
Magnesium (Mg)	0.8	32.5 ^h	15-40 ⁱ
Other data:			
Silica (SiO ₂)	5.5	14.5	
Fluoride (F)	0.2	3.8	
Manganese (Mn)	0.0	0.0	
Iron (Fe)	0.0	<0.1	
Aluminum (Al)	0.1	<3.0	
Boron (B)	0.1	0.55	0.1-0.4
Total dissolved solids (TDS)	63.5	693.0	100-300
Total alkalinity (CaCO ₃)	39.0	200.0	100-150

^a Provided by City of San Francisco from its Hetch Hetchy source in the Sierra.

^b Effluent from the Palo Alto, Calif., wastewater treatment plant.

^c Reported national average range of mineral pickup by domestic usage.

^d Approximately 15 percent local well water used along with Hetch Hetchy water.

^e High due to use of water softeners.

^f Total nitrogen as N.

^g Reported as CaCO₃.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

COLÉGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Júnio 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

4. PRINCIPALES PROCESOS DEL TRATAMIENTO

DR. UBALDO BONILLA D.
Secretario Académico,
División de Estudios
de Posgrado, Facultad
de Ingeniería, UNAM.

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

* Dr. Ubaldo Bonilla D.

GENERALIDADES SOBRE TRATAMIENTO

Procesos Biológicos

La actividad biológica en las aguas produce cambios en su composición. Estos cambios son los que permiten la estabilización de la materia orgánica y por ende sirven también para medir la eficacia del tratamiento.

En los tratamientos de tipo físico la fuerza de gravedad es suficiente para remover los sólidos suspendidos sedimentables.

En los sólidos suspendidos no sedimentables es necesaria la acción biológica, que esencialmente se traduce en la eliminación del agua contenida en las moléculas orgánicas, que obliga a que se aglomeren formando sólidos pesados que se sedimentan. Los lodos producidos por éstos procesos sufren generalmente descomposición anaeróbica, mediante la cual el oxígeno de las moléculas es eliminado, formándose complejos químicos más sencillos hasta llegar, finalmente, a convertirse en sustancias inorgánicas y orgánicas estables.

En los procesos de descomposición aerobia el oxígeno libre del agua se combina con la materia orgánica, de manera que los productos finales son bióxido de carbono, agua, nitratos, fosfatos, sulfatos, óxidos y otras sales minerales.

Durante la descomposición bioquímica se forman productos intermedios que incluyen ácidos orgánicos e inorgánicos, ácido sulfhídrico, metano, bióxido de carbono, etc. Estos subproductos aparecen durante las diversas etapas del tratamiento, especialmente durante la digestión de los lodos, y en algunas ocasiones en el fondo de los tanques de sedimentación que no funcionan correctamente.

*Secretario Académico de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Los cambios bioquímicos efectuados durante la descomposición de la materia orgánica se ilustran convenientemente en las figuras que se anexan, correspondientes a los ciclos del nitrógeno, carbono, y azufre. En estas figuras, la parte izquierda corresponde a materia viva y la derecha a desecho, o sea la materia sobre la que se efectúa el tratamiento.

El tratamiento de las aguas negras no altera ni modifica los procesos naturales, sino que solamente los controla y acelera. De una manera esquemática, el tratamiento de las aguas negras consiste en tres etapas: física, biológica aeróbica, y biológica anaeróbica. Durante la etapa aeróbica el oxígeno presente en las aguas residuales y el que se agrega, asegura las actividades de los microorganismos aerobios, con lo que se evita la putrefacción; por tanto, esta parte de la planta puede ser abierta a la atmósfera. La descomposición anaeróbica se efectúa en ausencia de oxígeno y da lugar a gases ofensivos, por lo que este proceso debe ser efectuado en instalaciones cerradas con salidas controladas para los gases. Mientras que el proceso aeróbico se aplica a la parte esencialmente líquida, el anaeróbico se aplica a la parte esencialmente sólida (lodos) de los residuos líquidos.

Métodos de tratamiento

Una planta de tratamiento es un conjunto de instalaciones mediante la cual es posible controlar las diversas etapas de la descomposición natural de la materia orgánica, bajo condiciones controladas, en un área limitada y debidamente localizada.

Los métodos convencionales de tratamiento pueden clasificarse de la manera siguiente: tratamiento preliminar, primario, secundario, cloración, tratamiento de lodos.

El tratamiento preliminar sirve para proteger el equipo de bombeo, eliminar parte de la materia orgánica, sólidos pesados y flotantes mayores, y cantidades excesivas de aceites y grasas.

Los dispositivos comunmente usados son: rejillas, mallas, desmenuzadores, desarenadores; algunas veces se incluye preaeración y cloración.

Mediante el tratamiento primario se separan o elimina la mayoría de los sólidos suspendidos en las aguas negras, usándose tanques de sedimentación. Cuando se agregan ciertos productos químicos en los tanques de sedimentación primaria se eliminan también los sólidos coloidales, lográndose una eficiencia de remoción de sólidos suspendidos de 80 a 90%. Los tanques de sedimentación pueden dividirse en : sépticos (Imhoff), simples con eliminación mecánica de lodos, clarificadores de flujo ascendente con eliminación mecánica. Cuando se usan productos químicos para ayudar a la sedimentación se emplean: dosificadores de reactivos, mezcladores y floculadores.

En algunos casos el tratamiento primario es suficiente para permitir la descarga a las aguas receptoras.

El tratamiento secundario depende principalmente de los organismos aerobios para la descomposición de la materia orgánica. Para lograrlo pueden usarse las siguientes instalaciones; filtros de rocío con tanques de sedimentación secundaria; tanques de aireación de lodos activados con sedimentadores secundarios; filtros de arena intermitentes ; lagunas o tanques de estabilización, etc.

La cloración puede emplearse con muy diversos propósitos, en cualquier etapa del tratamiento. El cloro se aplica al agua con los siguientes propósitos: desinfección; prevención de la descomposición para evitar olores y corrosión; prevenir abultamiento de lodos; ajuste de la DBO; etc.

El tratamiento de los lodos que provienen de los tanques de sedimentación tiene por objeto eliminar el agua que contienen y permite la descomposición séptica de la materia orgánica que acarrear consigo. Esto se logra con la combinación de dos o más de los siguientes conceptos: digestión, con o sin aplicación de calor, secado de lechos de arena, cubiertos

o descubiertos; acondicionamiento con productos químicos; elutriación; filtración al vacío; secado con calor; incineración; oxidación húmeda, flotación con productos químicos y aire; cen trifugación.

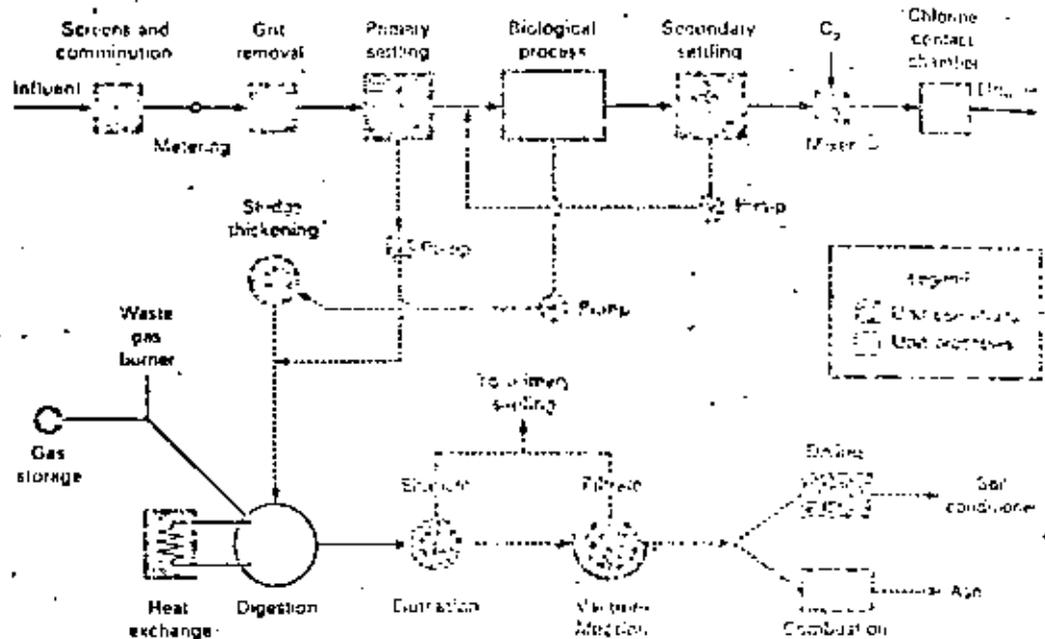


FIG. 1 Wastewater treatment plant flow-sheet

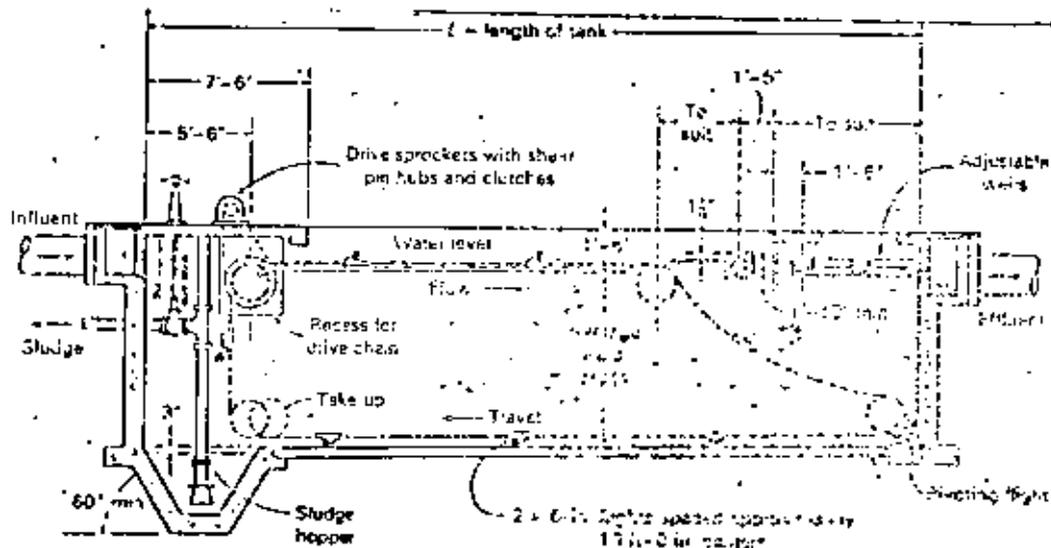


FIG. 2 Typical rectangular primary sedimentation tank drive link detail.

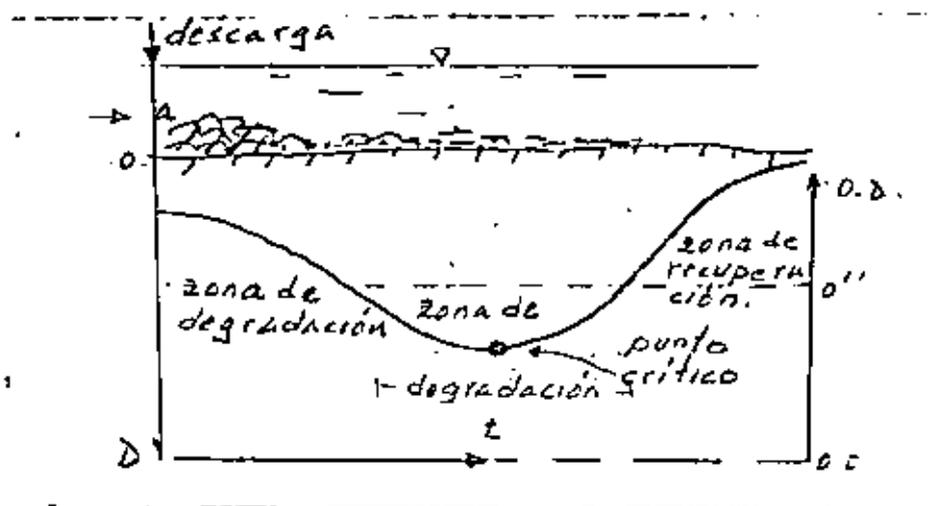
Autopurificación de las corrientes

El modelo de Streeter-Phelps establece que:

$$D = \frac{K_1 L_a}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 t} - e^{-K_2 t}) + D_a e^{-K_2 t} \quad (1)''$$

donde

- D_a , D déficit de oxígeno en el punto de descarga de materia orgánica a una corriente, y a una distancia t , respectivamente.
 L_a concentración de materia orgánica en la corriente, en el punto de descarga
 K_1, K_2 constantes de degradación de la materia orgánica, y de degradación en la corriente, respectivamente.



La ecuación 1. presenta un punto crítico en el cual el déficit de oxígeno es máximo. La zona antes del punto crítico se denomina zona de degradación; en ella ocurre la deposición de la materia y la depresión del contenido de oxígeno; si este se consume totalmente, la corriente puede entrar en condiciones anaeróbicas.

En esta zona abunda la actividad biológica, las bacterias se encuentran en grandes cantidades, incluyendo las patógenas, y se encuentran también hongos filamentosos adheridos a rocas y árboles de las riberas.

La zona posterior al punto crítico es llamada de recuperación; en ella la rata de reaeración es superior al consumo de oxígeno. Esta zona presenta bajo contenido de bacterias, solamente aeróbicas. En el fondo de la corriente se forman bancos de lodo donde viven gusanos y larvas.

Una tercera zona, intermedia entre las dos anteriores, puede existir cuando el oxígeno en la zona de degradación se agota. Esta zona se denomina de descomposición. Debido a esta causa desaparece la fauna acuática; el agua se torna de color negro y se producen olores ofensivos. Continúa la precipitación de sólidos y proliferan las bacterias anaerobias.

Finalmente, si la corriente no ha recibido otra descarga, se encuentra la zona de agua limpia, en donde la corriente ha recuperado su concentración normal de oxígeno. Evidentemente la concentración de materia inorgánica es aquí mayor que antes de la descarga, pero la apariencia del agua es similar a la que tiene antes de una descarga. La vida acuática se caracteriza por la alta variedad de especies, desde bacterias hasta peces, y contenidos altos de algas.

En el caso de descargas de residuos industriales a las corrientes, particularmente en el caso de tóxicos y metales pesados, y sustancias que alteren significativamente el pH, si las concentraciones son excesivas, interferirán con los procesos biológicos, impidiendo que se realicen adecuadamente. Si se trata de sustancias conservativas puede ocurrir inclusive que la corriente se torne inútil para algunos fines, como abastecimiento de agua potable.

Es evidente que la ecuación (1) puede usarse para determinar la cantidad de materia orgánica que una industria o poblado puede descargar a una corriente, cuando se quiere conservar en ella cierta calidad, según los usos a que se destine. De acuerdo con esto, puede determinarse el nivel de tratamiento a que deban ser

sometidas las aguas crudas, antes de ser descargadas al cuerpo receptor.

Los resultados del tratamiento primario de las aguas negras junto con los que se logran con la digestión anaeróbica de lodos, son equivalentes a lo que ocurre en la zona de degradación de las corrientes, mientras que los procesos de tratamiento secundario son equivalentes a lo que ocurre en la zona de recuperación.

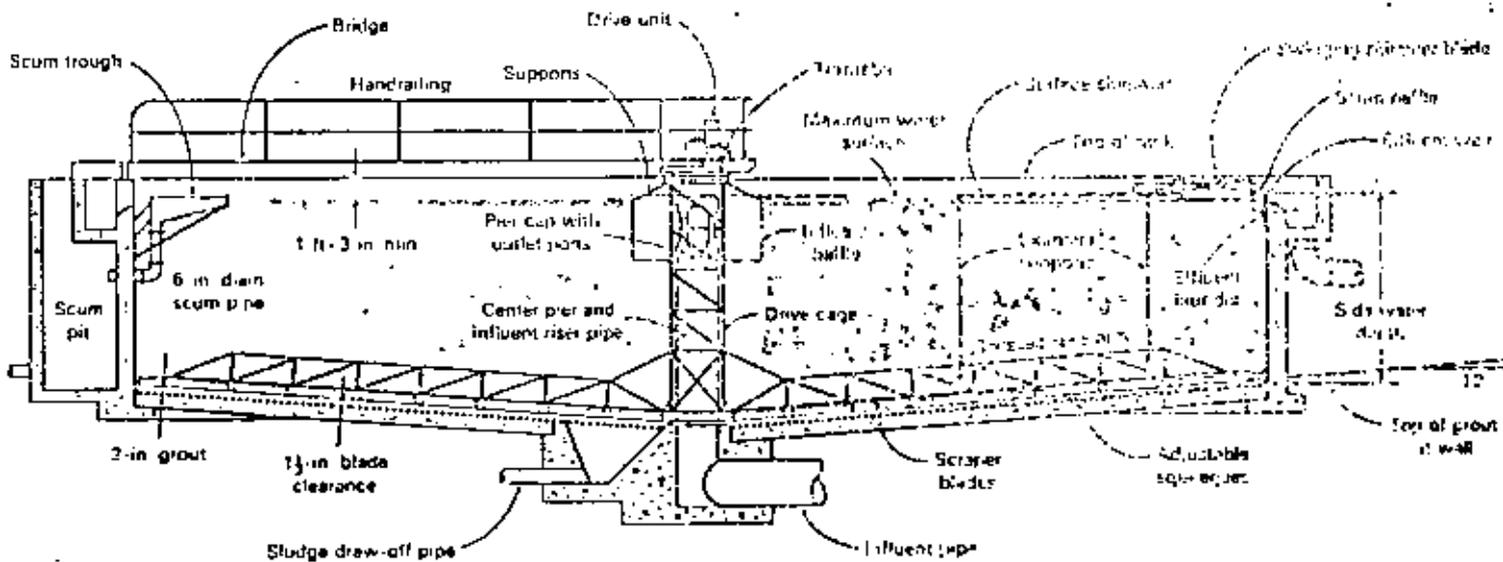


FIG. Typical circular primary sedimentation tank [from Inflico].

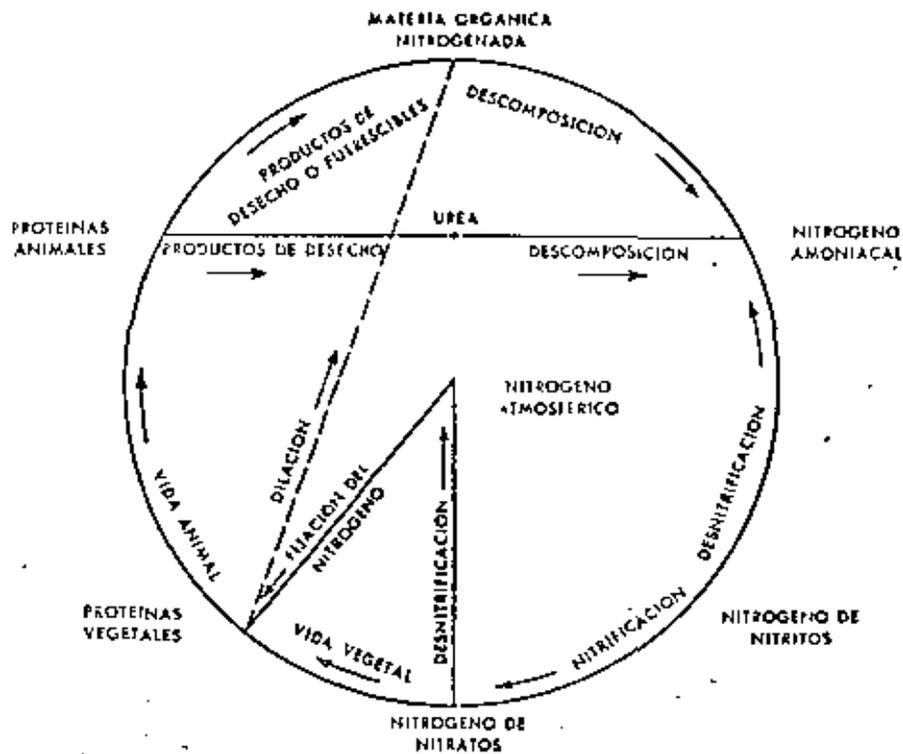


FIGURA 2. CICLO DEL NITROGENO

ESTADO FISICO Y COMPOSICION DE LOS SOLIDOS CONTENIDOS EN UN AGUA RESIDUAL DOMESTICA MEDIA (Las cifras indican partes por millón)

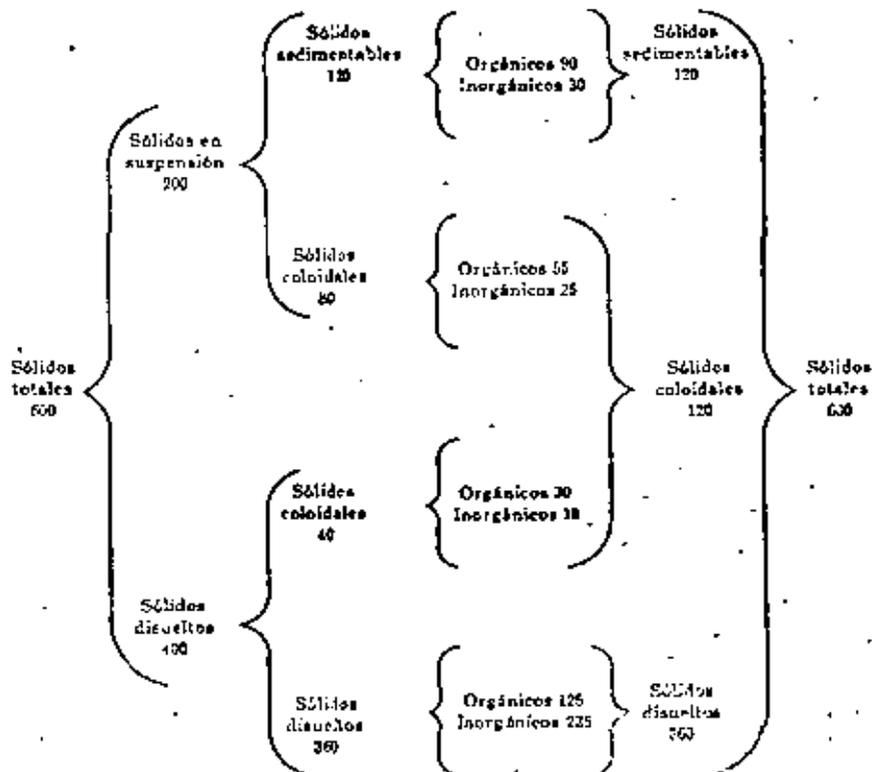


FIGURA 1

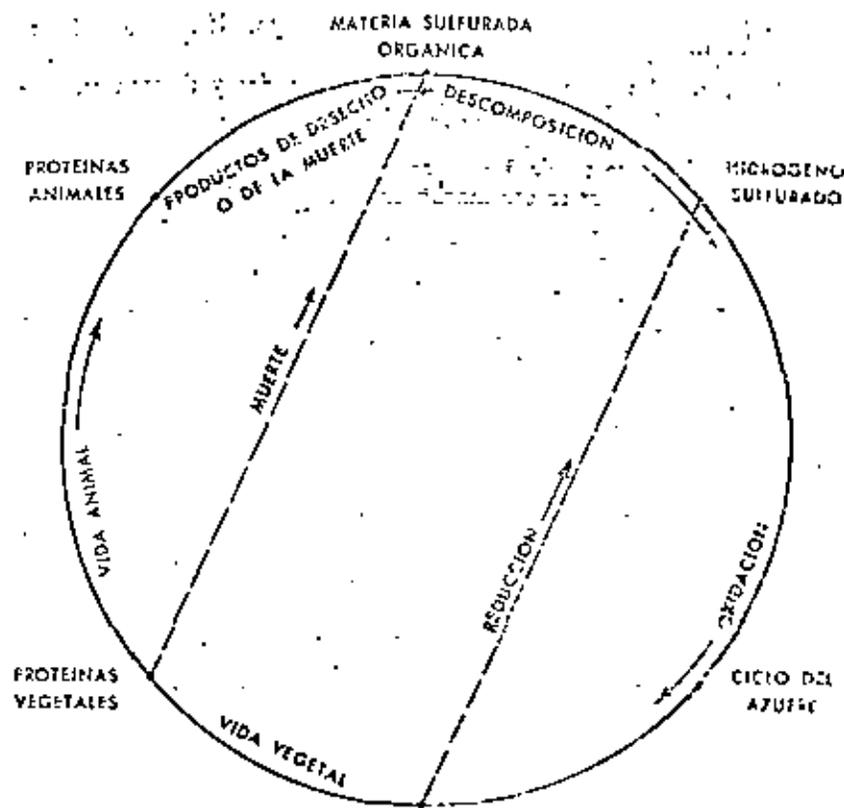


FIGURA 4. CICLO DEL AZUFRE

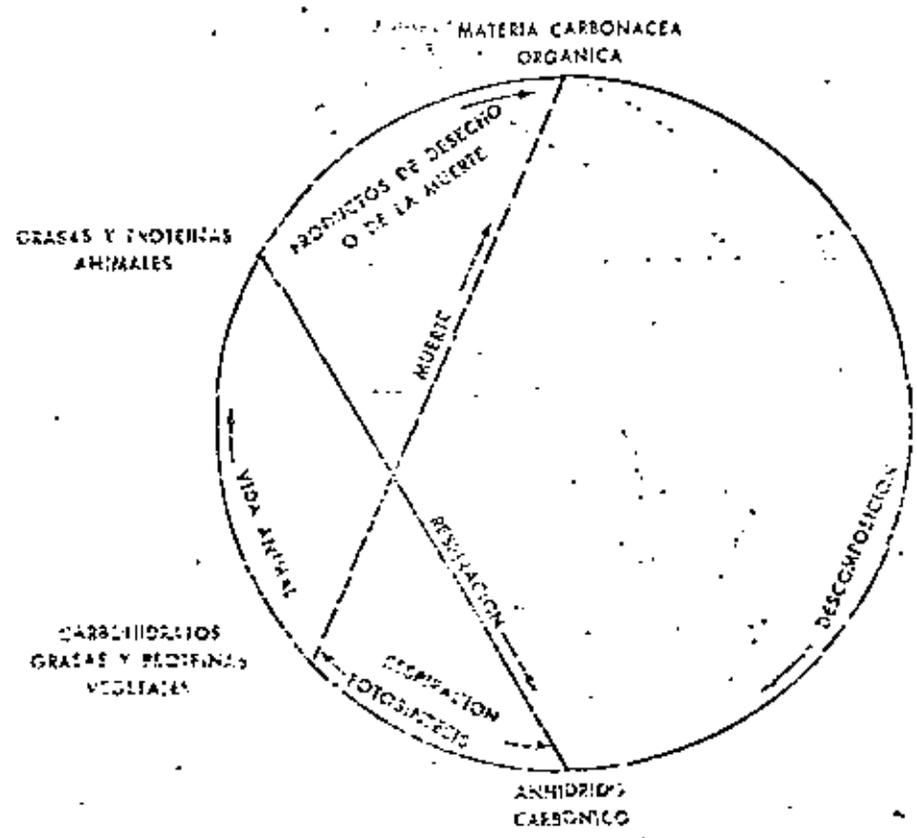


FIGURA 5. CICLO DEL CARBONO

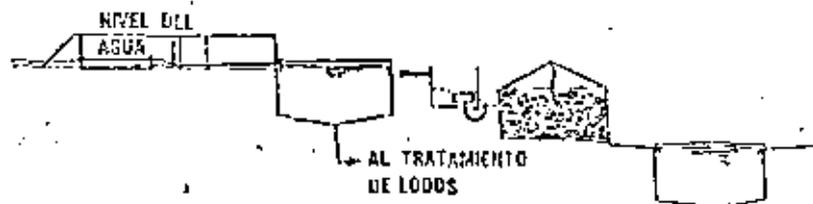
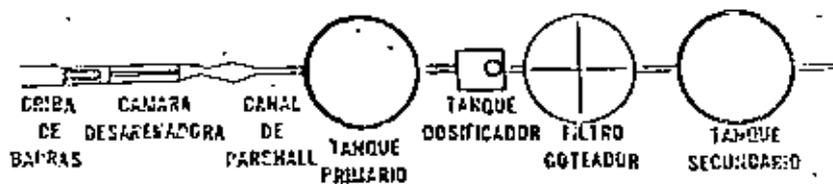
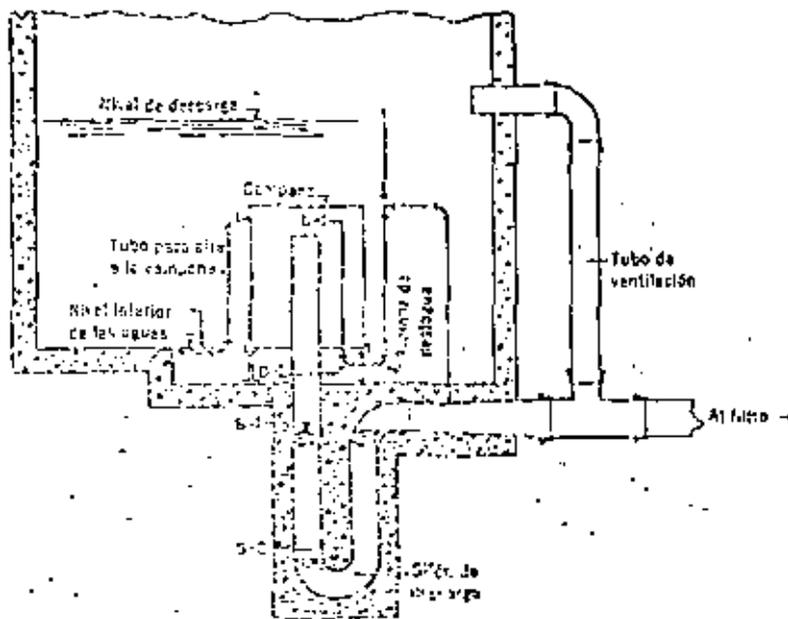
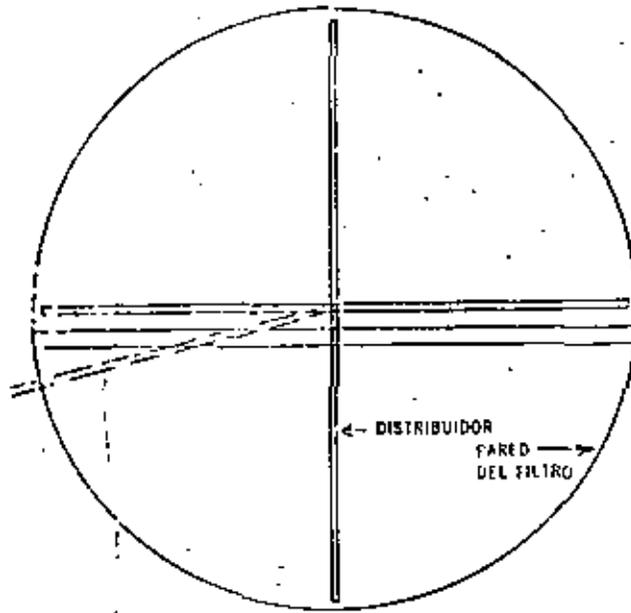


FIGURA 13. FILTRO DE GASTO NORMAL



TANQUE OXIFICADOR DE AGUAS RESIDUALES CON TIERRA DE SIFON
 (MODELO DE TORRENT PÉREZ PARA COLO)

FIGURA 14



FILTRO GOTEADOR

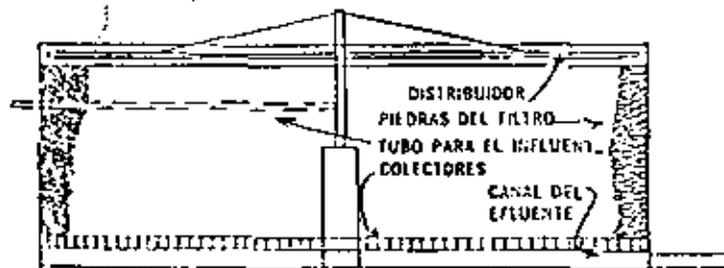


FIGURA 12

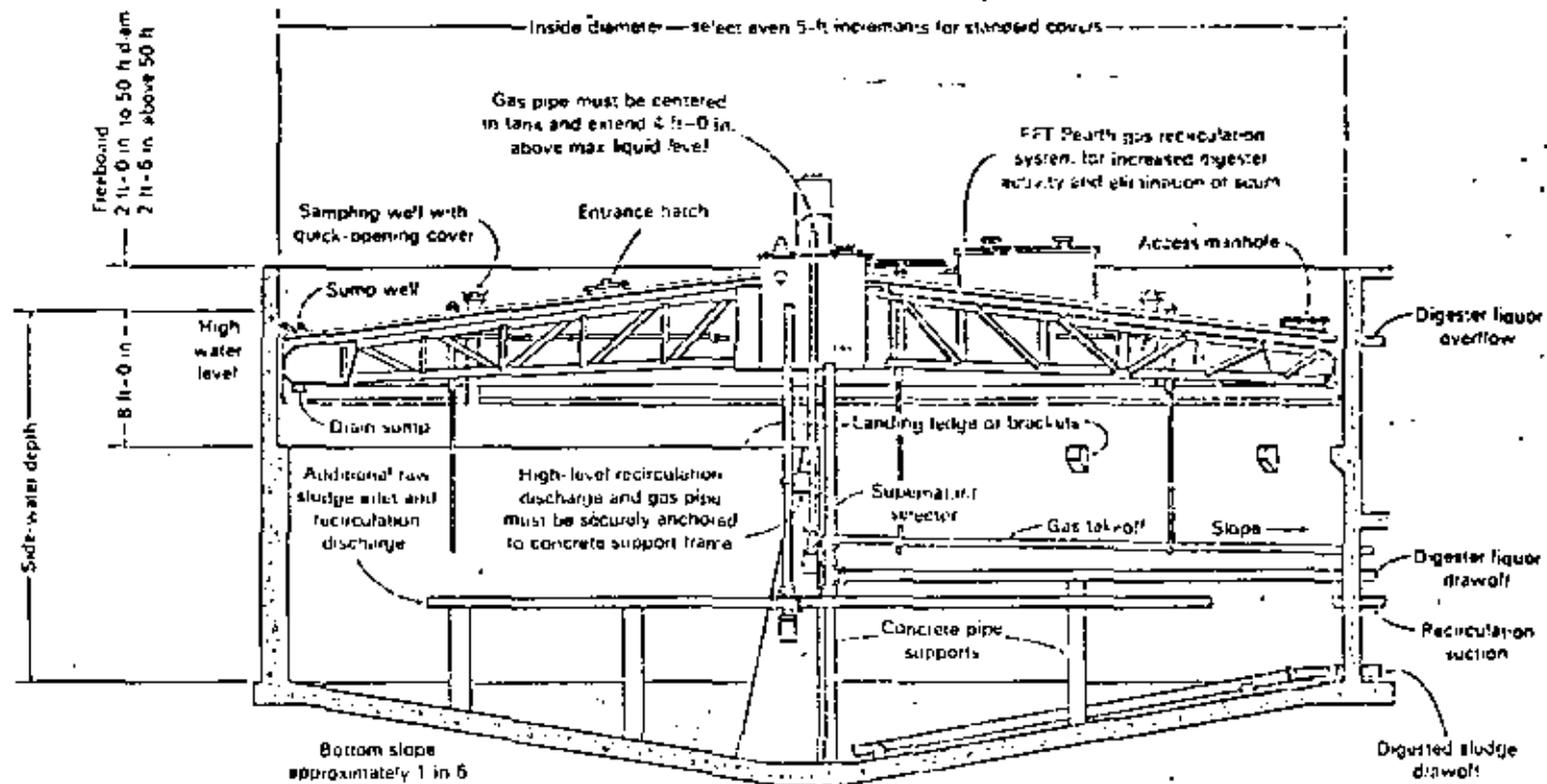


FIG. 13-8 Cross section through a typical standard-rate digester [from PFT].

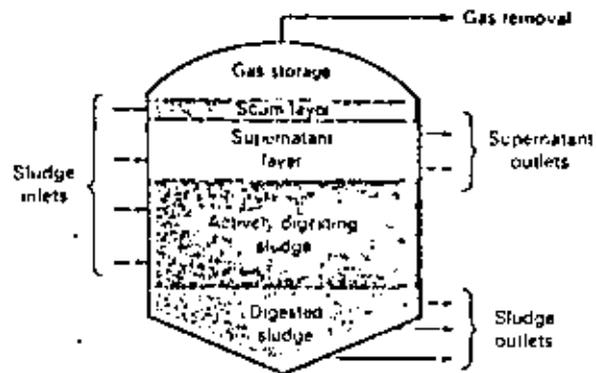


FIG. 6 Schematic of conventional digester used in the single-stage process.

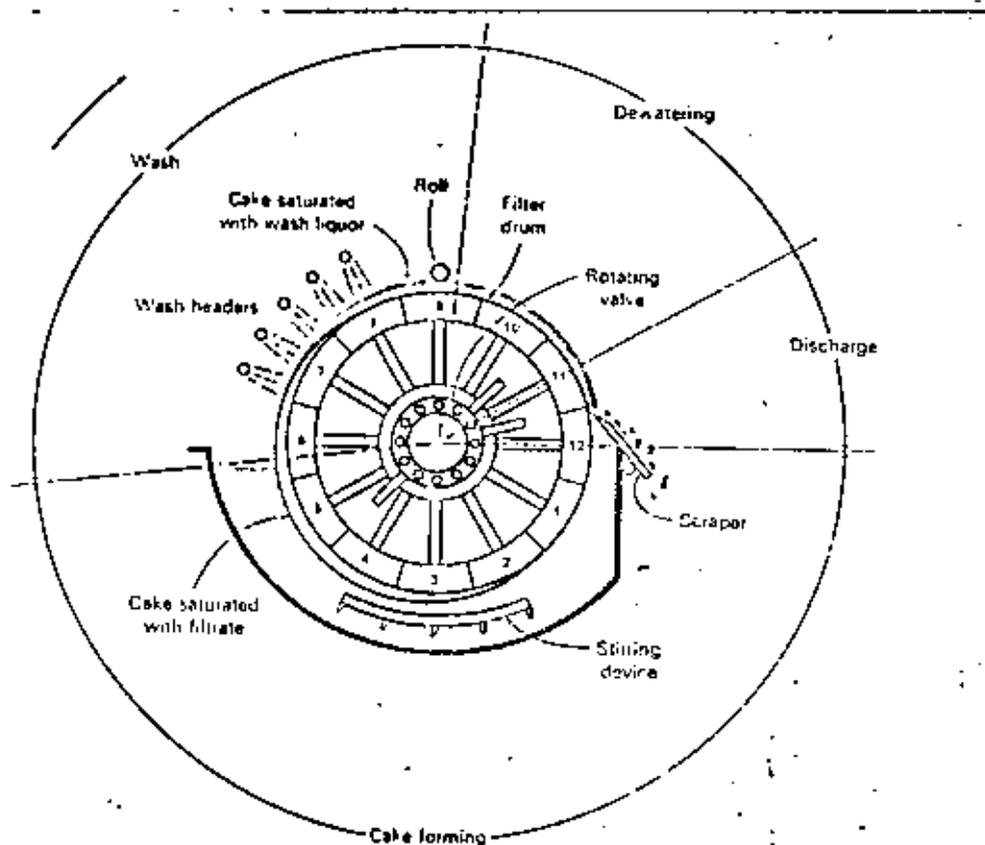


FIG. 5 Diagrammatic cross section of rotary drum vacuum filter.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Júnio 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

5. PRETRATAMIENTO

DR. UBIADO BONILLA D.
Secretario Académico,
División de Estudios
de Posgrado, Facultad
de Ingeniería, UNAM.

TRATAMIENTO PRÉLIMINAR

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, in	1 a 2	5/8 a 3
Angulo vertical, °	30 a 45	0 a 30
Velocidad agua, fps	1 a 2	2 a 3
Perdida de carga, in	6	6

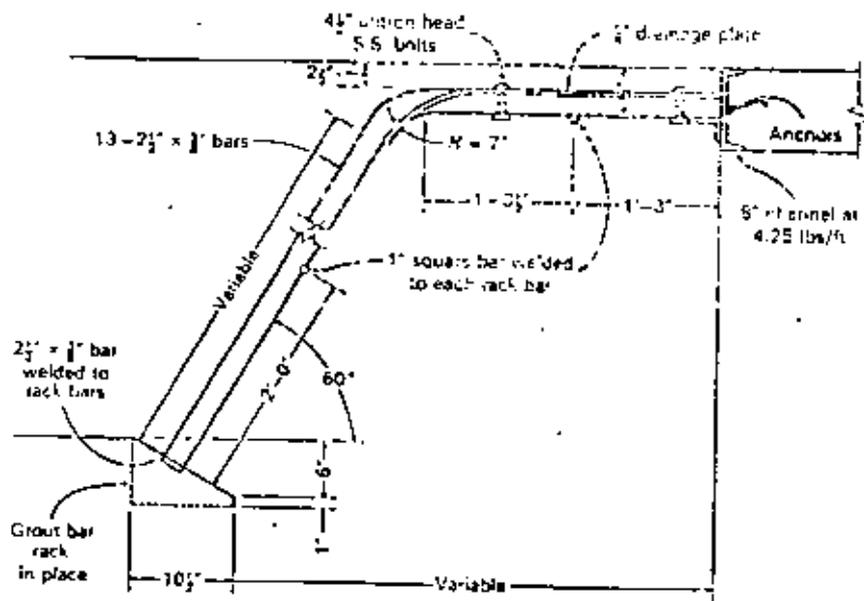
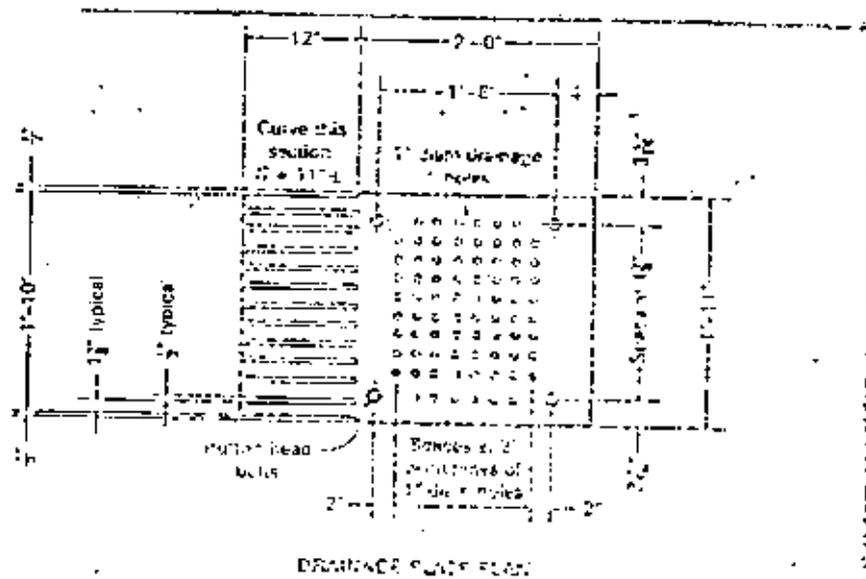
Las rejillas de limpieza manual se usan en pequeñas plantas de tratamiento. La tendencia actual es usar limpieza mecánica, ya que con esto se evitan taponamientos indeseables. La longitud de las barras de las rejillas de limpieza manual debe ser tal que permita el uso de rastrillos desde las orillas de los canales. Las barras de espaciamiento 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.

* Secretario Académico de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

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.



ALUMINUM BAR RACK DETAILS

FIG. 1. Typical hand-cleaned bar rack.

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

$$h_L = \beta \left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} h_v \text{ Sen } \theta \quad (1)$$

donde

h_L pérdida de carga, ft

β 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 espaciamiento mínimo entre barras, ft.

h_v carga de velocidad de acercamiento del flujo, ft.

θ 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

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

donde

C coeficiente de descarga

Q descarga a través de la malla, cfs

A área abierta efectiva, sumergida, ft^2

g constante de gravedad, ft/seg^2

h_L pérdida de carga, ft

Un valor típico de C para mallas limpias es 0.60

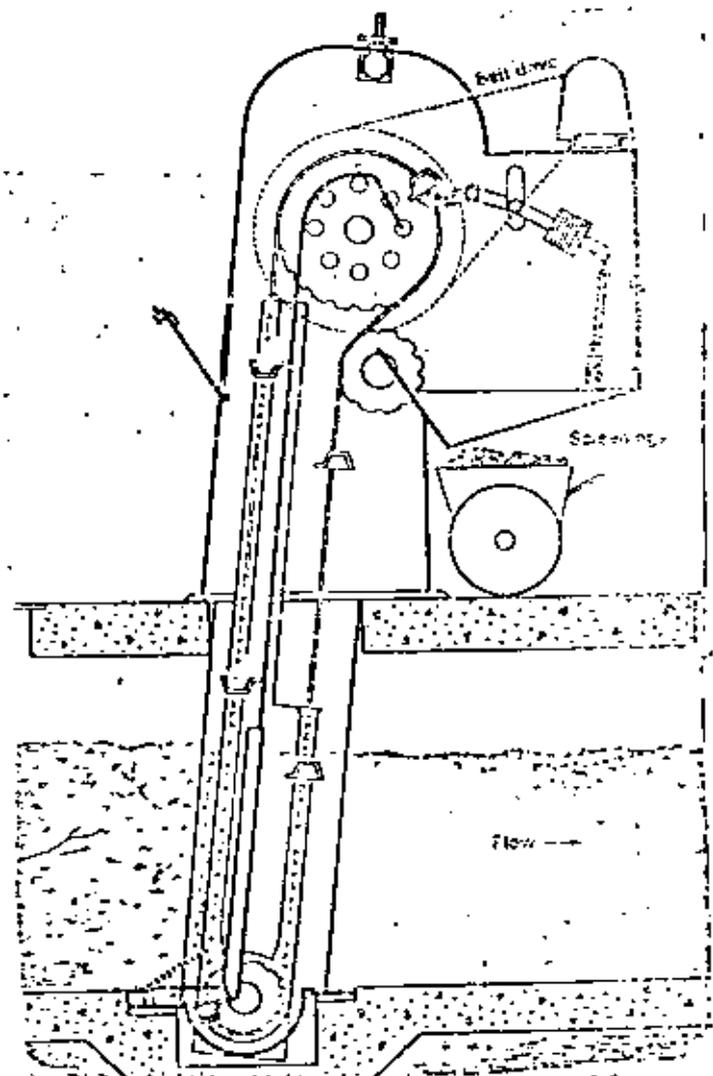


FIG. 2 Schematic of a mechanically cleaned bar rack from Ft. X Chain Belt.

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 ft³/millón de gal. de agua tratada. En aguas de alcantarillados combinados estos valores se incrementan durante el período de tormentas. Las mallas finas tienen mayor efectividad de remoción, de 5 a 30 ft³/millón de galones de aguas tratados, lo que es equivalente al 5 a 15 por ciento de toda la materia suspendida en las aguas negras.

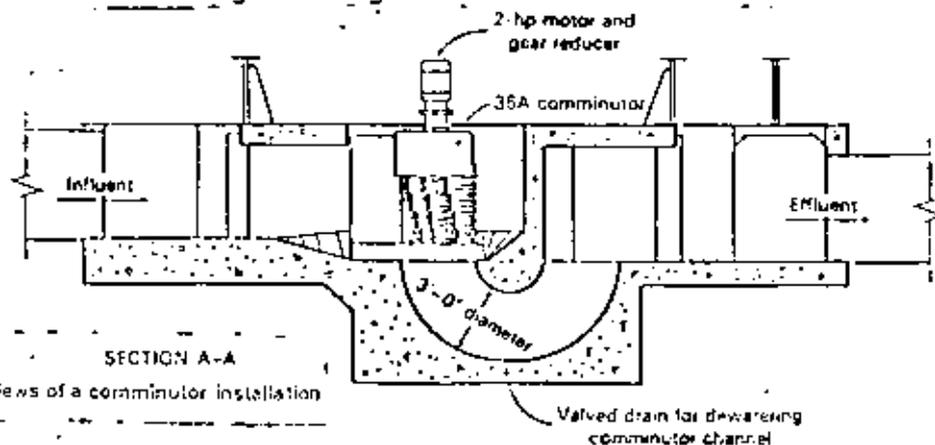
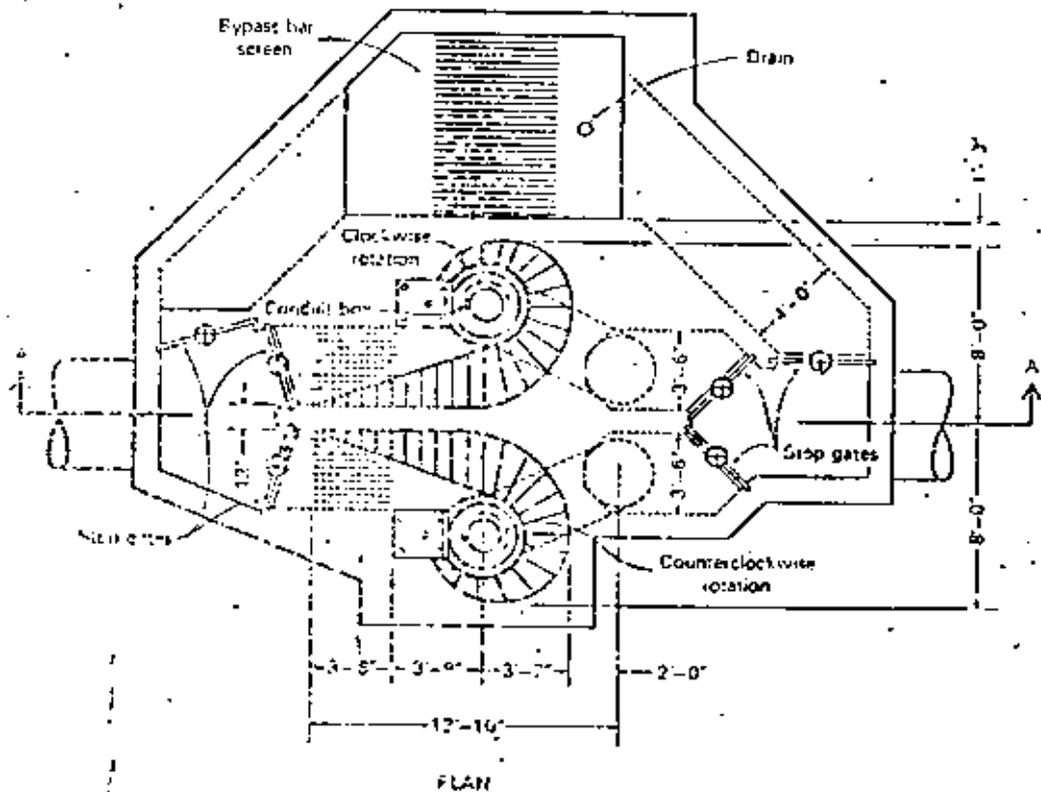


FIG. 5 Plan and cross-sectional views of a comminutor installation

Desmenuzadores

Los desmenuzadores son admánículos que cortan el material grueso retenido en una malla, sin removerlo de la corriente. Existen desmenuzadores de muy diversas patentes. El primer modelo fué 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 submergido; 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 desarenado.

El tipo de desmenuzador 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 delante, penetrando sus dientes en las aberturas e impulsando la materia gruesa hacia los lados de la unidad, donde son desmenuzados por dientes cortantes oscilatorios y barras cortantes estacionarias.



Desarenadores

Los desarenadores se usan para remover todo tipo de materia sólida pesada, que tiene gravedad específica substancialmente mayor que la de la materia orgánica putrecible. También se remueven durante el proceso cascarones, huesos, semillas, residuos de café, y escamocho.

Otros propósitos de la desarenación son: proteger al equipo mecánico de la planta contra la abrasión; prevenir la deposición de material en las tuberías, canales y ductos; y evitar la formación de depósitos pesados en los tanques digestores.

Normalmente la desarenación se efectúa inmediatamente después del cribado. Cuando no existen cámaras de desarenación antes de las instalaciones de bombeo, las bombas deberán ser especiales y requerirán mayor mantenimiento.

Existen dos tipos de cámaras desarenadoras: las de flujo horizontal, y las aireadas. En las cámaras aireadas se produce un flujo helicoidal promovido por la inyección de aire, que hace flotar a las partículas ligeras que siguen al flujo que sale por la parte superior del tanque, mientras los materiales más pesados permanecen en la cámara. Este tipo de cámaras no es objeto de este tema.

En las cámaras desarenadoras horizontales, el agua fluye normalmente por un canal con velocidad tan cercana a 1 fps. como sea posible. Esta velocidad acarrea a las partículas de materia orgánica, pero no a las partículas pesadas, que se asientan en el fondo.

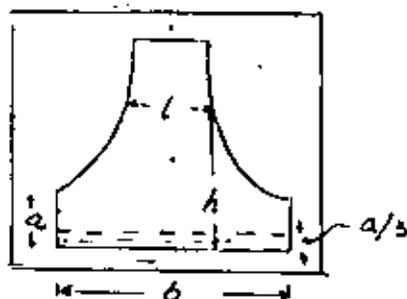
Generalmente el control de la velocidad se efectúa mediante un vertedor proporcional colocado en la salida de la cámara, pero puede también obtenerse mediante el uso de canales Parshall diseñados para controlar la velocidad.*

La pérdida de carga en el desarenador es igual a aproximadamente 36 por ciento de la profundidad del agua en la cámara o 0.1 veces la carga de velocidad en una sección de control con entradas bien redondeadas.

* El diseño de este tipo de control se verá en el tema correspondiente a medición de caudales.

Vertedores Proporcionales y Gargantas

Considérese la nomenclatura presentada en la siguiente figura:



La descarga a través de cualquier vertedor está dada por:

$$Q = kh^n \quad (3)$$

donde k , n son constantes

Por otro lado, para cualquier sección de canal, si la velocidad horizontal del agua v_d es constante

$$Q = v_d \int_0^h \omega dh \quad (4)$$

donde ω es el ancho del canal a la altura h .

Camp demostró que los gastos expresados por las ecuaciones 3 y 4 son iguales cuando

$$\omega = nkh^{n-1}/v_d \quad (5)$$

El gasto en un vertedor proporcional está dado por la fórmula

$$Q = cb \sqrt{2ga} \left(h - \frac{1}{3}a\right) = k \left(h - \frac{1}{3}a\right) = kh^{1.5} \quad (6)$$

c vale 0.2 para vertedores asimétricos, con un lado vertical, y 0.61 para vertedores simétricos de arista viva. k es una característica del vertedor. El valor de l se encuentra mediante la fórmula

$$\frac{l}{b} = 1 - \left(\frac{2}{\pi}\right) \tan^{-1} \left[\left(\frac{h}{a}\right) - 1 \right]^{1/2} \quad (7)$$

Si se usa un vertedor proporcional para controlar la velocidad, como n es igual a 1, de (5) resulta

$$\omega = \frac{k}{v_d} = \text{constante}$$

lo que significa que el canal puede ser de forma rectangular

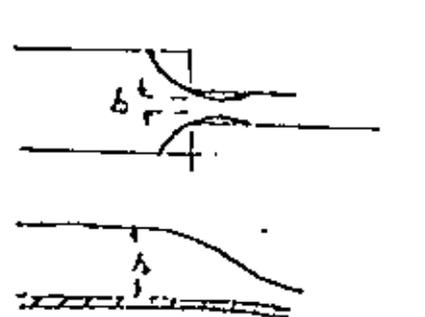
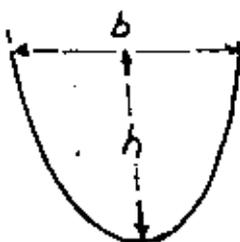
Si el flujo es controlado por una garganta con gasto

$$Q = kbh^{3/2} \quad (8)$$

aplicando (5) resulta

$$\omega = \frac{3}{2} (kbh^{1/2}/v_d) = \frac{3}{2} \left(\frac{Q}{hv_d}\right) \quad (9)$$

y la sección del canal debe ser parabólica.



Ejemplo:

Diseñe una cámara desarenadora con tres canales con velocidad horizontal de 1 fps. para una planta que tiene las siguientes características.

Gastos de diseño: $Q_{\max} = 30$ mgd; $Q_{\text{med.}} = 15$ mgd; $Q_{\min} = 6$ mgd

Diseñe cada canal para

Sección parabolica: ancho máximo, $b = 6$ ft.

Q_{\max} emergencia = 15 mgd (un canal fuera de servicio)

Q_{\max} normal = 10 mgd

Q_{medio} = 5 mgd

Q_{\min} = 2 mgd

Use una sección de control de ancho uniforme, paredes verticales y entrada bien redondeada, para que pueda asumirse una pérdida de carga igual al 10% de la carga de velocidad, considerese condiciones críticas en la sección de control.

a) Fórmulas fundamentales:

Arca recta. Canal parabólico: $A = \frac{2}{3} hb$ (10)

Balance de cargas de altura, velocidad y pérdida:

$$h + \frac{v^2}{2g} = d_c + \frac{v_c^2}{2g} + 0.1 \frac{v_c^2}{2g}$$

donde el miembro de la izquierda representa la suma de cargas en el canal y el de la derecha la de las cargas en la sección de control, bajo condiciones críticas.

entonces

$$d_c = \frac{v_c^2}{g} \quad (11)$$

y por tanto

$$h + \frac{v_c^2}{2g} = 3.1 \frac{v_c^2}{2g} \quad (12)$$

Área recta, sección de control

$$a = \omega d_c ; a = \omega \frac{v_c^2}{g} ; a = \omega \frac{Q^2}{a^2 g} ; a = \left(\frac{Q^2 \omega}{g} \right)^{1/3}$$
$$a = \left(\frac{Q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (13)$$

Solución:

b) Para $Q = 10 \text{ mgd} = 15.5 \text{ cfs}$.

- Profundidad en el canal

$$Q = Av = \frac{2}{3} hbv ; h = \frac{3Q}{2bv} ; h = \frac{3(15.5)}{2(6)(1)}$$

$$h = 3.88 \text{ ft.}$$

- Velocidad en la sección de control:

$$\frac{v_c^2}{2g} = \frac{1}{3.1} \left(h + \frac{v_c^2}{2g} \right) ; \frac{v_c^2}{2g} = \frac{1}{3.1} \left(3.88 + \frac{1^2}{64.4} \right)$$

$$\frac{v_c^2}{2g} = 1.25 \text{ ft}$$

$$v_c = 8.95 \text{ fps.}$$

- Profundidad crítica en la sección de control

$$d_c = \frac{2v_c^2}{g} ; d_c = 2 \times 1.25 = 2.50 \text{ ft.}$$

- Anchura en la sección de control

$$a = \frac{Q}{v_c} ; a = \frac{15.5}{8.95} = 1.73 \text{ ft}^2$$

$$w = \frac{a}{d_c} ; a = \frac{1.73}{2.50} = 0.693 \text{ ft.}$$

c) Para $Q = 5 \text{ mgd} = 7.75 \text{ cfs.}$

- Dimensiones de la sección de control.

$$a = \left(\frac{Q^2 w}{g}\right)^{1/3} ; a = \left(\frac{7.75^2 \times 0.693}{32.2}\right)^{1/3} ; a = 1.089 \text{ ft}^2$$

$$d_c = \frac{1.089}{0.693} ; d = 1.57 \text{ ft.}$$

- Dimensiones del canal

Despreciando el valor de $v^2/2g$:

$$h = \frac{3.1}{2} (1.57) ; h = 2.43 \text{ ft.}$$

$$b = \frac{3(7.75)}{2(2.43)(1)} ; b = 4.8 \text{ ft.}$$

d) Para $Q = 2 \text{ mgd} = 3.1 \text{ cfs.}$

- Dimensiones de la sección de control

$$a = \left(\frac{3.1^2 \times 0.693}{32.2}\right)^{1/3} ; a = 0.607 \text{ ft}^2$$

$$d_c = \frac{0.607}{0.693} ; d_c = 0.877 \text{ ft.}$$

- Dimensiones del canal

$$h = \frac{3.1}{2} (0.877) ; h = 1.36 \text{ ft}$$

$$b = \frac{3(3.1)}{2(1.36)(1)} ; b = 3.42 \text{ ft.}$$

e) Para $Q = 15 \text{ mgd} = 23.25 \text{ cfs.}$

- Dimensiones de la sección de control

$$h = \frac{3.1}{2} 3.28 ; h = 5.08 \text{ ft.}$$

$$b = \frac{3(23.25)}{2(5.08)(1)} ; b = 6.87 \text{ ft.}$$

f) Longitud del canal

Para remoción de material mayor al paso de malla 65, con velocidad de asentamiento de 3.7 fpm., en condiciones de flujo máximo normal.

$$v_s = \frac{h}{t} ; v = \frac{L}{t} ; L = h \frac{v}{v_s}$$

$$L = 3.88 \left(\frac{1}{3.7} \right) \frac{\text{ft}}{\text{seg}} \left| \frac{\text{ft}}{\text{seg}} \right| \frac{\text{min}}{\text{ft}} \left| \frac{60 \text{ seg}}{\text{min}} \right| ; L = 63 \text{ ft.}$$

Bajo condiciones de gasto máximo de emergencia se requeriría:

$$L = \frac{5.08}{3.7} 60 ; L = 82 \text{ ft.}$$

La sección del canal puede ser aproximada por una sección trapezoidal.

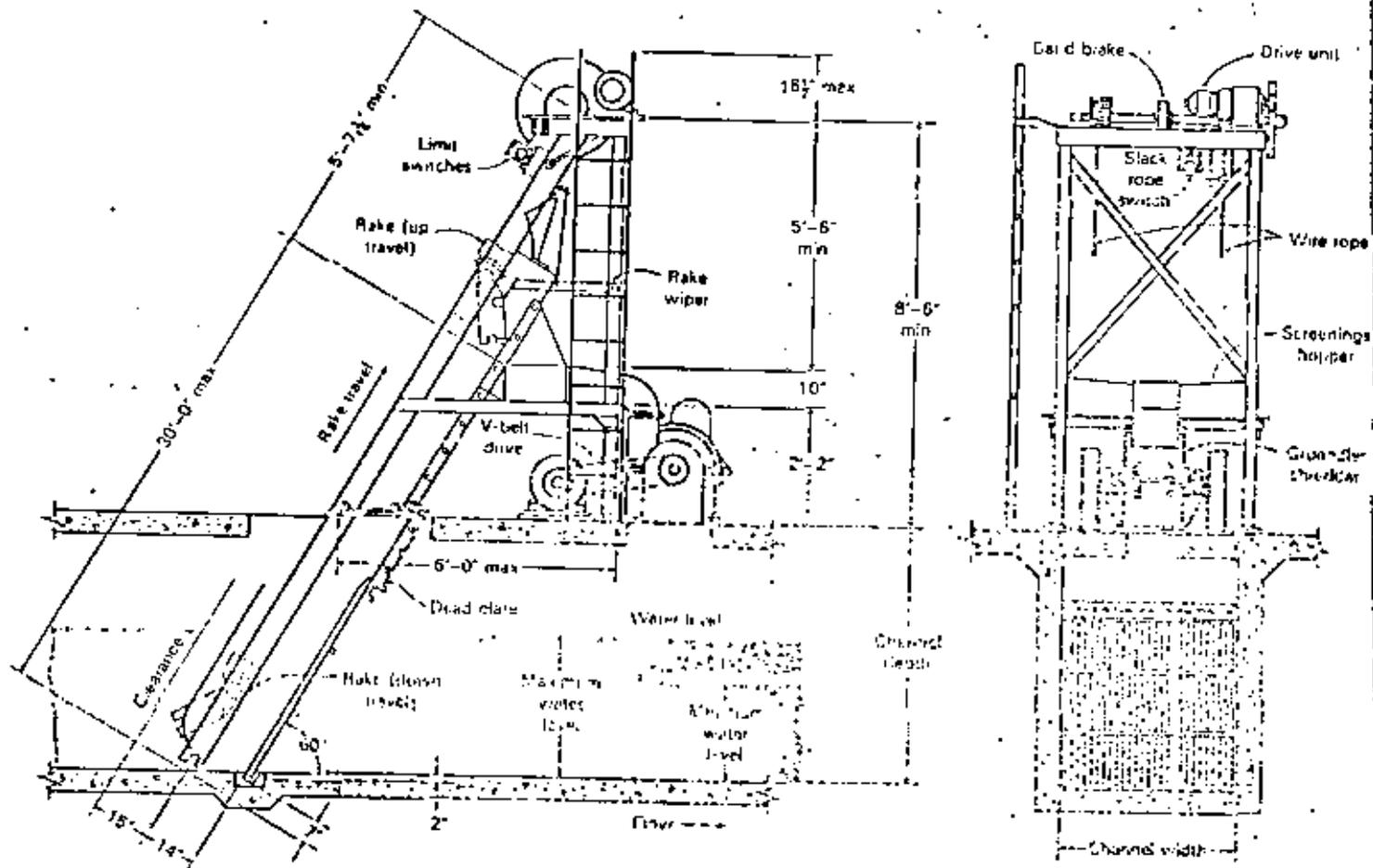
Remoción y cantidades de sedimentos

Existe una gran variedad de mecanismos para remover los sedimentos de las cámaras desarenadoras. Usualmente consisten de sistemas transportadores con charolas y rastras, pero también se usan los de tipo helicoidal. En las cámaras cuadradas de desarenación existe un mecanismo rotatorio con rastras que empujan los sedimentos a una depresión del fondo, de donde son removidos por medio de elevadores inclinados.

La cantidad de sedimentos que se depositan en las cámaras desarenadoras varían mucho de lugar a lugar. Dependen del tipo de sistema de alcantarillado, las características del área drenada, las condiciones del sistema, tipo y frecuencia de limpieza de las calles, etc. El rango de variación observado en ciudades norteamericanas es de 0.33 a 24 ft³/millón gal. tratados. En cualquier diseño de cámaras desarenadoras, particularmente cuando se trate de sistemas de alcantarillado combinado, se debe considerar un factor de seguridad amplio, basado en la observación de las condiciones extremas de acarreo de sólidos arenosos.

La mejor disposición de los sedimentos de las cámaras desarenadoras es el relleno sanitario. En algunas plantas grandes de Estados Unidos, el sedimento es incinerado junto con los lodos. Es conveniente lavar los sedimentos, antes de disponerlos, ya que su contenido de materia orgánica puede ser hasta del 50%.

Algunos sistemas de remoción de sedimento presentan su lavado simultáneo, con lo que la materia orgánica sigue el flujo a los posteriores procesos de tratamiento.



SIDE VIEW

END VIEW

FIG. 1. Cross section and end views of a mechanically cleaned bar rack. [from Link-List].

BIBLIOGRAFIA

- Metcalf & Eddy, Inc. "Wastewater Engineering" McGraw-Hill Book Company. New York 1972.
- Eckenfelder, W. Wesley Jr. "Industrial Water Pollution Control" McGraw-Hill Book Company. New York 1966.
- Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York "Manual de tratamiento de Aguas Negras" Limusa-Wiley, S.A. 1964.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Júnio 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

6. SEDIMENTACION

DR. UBALDO BONILLA D.
Secretario Académico,
División de Estudios
de Posgrado, Facultad
de Ingeniería, UNAM.

El Proceso de sedimentación se usa para remover sólidos suspendidos en aguas residuales.

1 - Clasificación

Los procesos de sedimentación pueden ser discretos, floculentos, o de zona.

La sedimentación discreta ocurre cuando las partículas mantienen su individualidad, tamaño, forma y densidad.

La sedimentación floculenta es aquella que ocurre cuando las partículas se aglomeran durante el período de sedimentación, con el resultado de cambio en el tamaño de las partículas y en las velocidades de asentamiento.

En la sedimentación de zona, una suspensión floculenta forma una estructura reticular que se sedimenta como una masa completa. En este caso se observa una interfase durante el proceso.

2 - Sedimentación discreta

De acuerdo con la ley de Stokes, la velocidad de asentamiento de una partícula discreta está definida por:

$$v = \left[\frac{4g(\rho_s - \rho_l)D}{3C_d} \right]^{1/2} \quad (1)$$

donde:

ρ_s, ρ_l , gravedades específicas de la partícula y del líquido respectivamente.

v , velocidad terminal de la partícula

D , diámetro de la partícula

C_d , coeficiente de arrastre, $f(N_{Re})$

* Secretario Académico de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

N_{Re} , número de Reynolds

$$N_{Re} = \frac{vD\rho_1}{\mu} \quad (2)$$

μ , Viscosidad del líquido

Para $N_{Re} < 2$, las fuerzas de viscosidad predominan sobre las de gravedad, y

$$C_d = \frac{24}{N_{Re}} \quad (3)$$

La sustitución de (3) en (1) conduce a la Ley de Stokes, en su forma

$$v = \frac{(\rho_s - \rho_1)gD^2}{18\mu}; N_{Re} < 2 \quad (4)$$

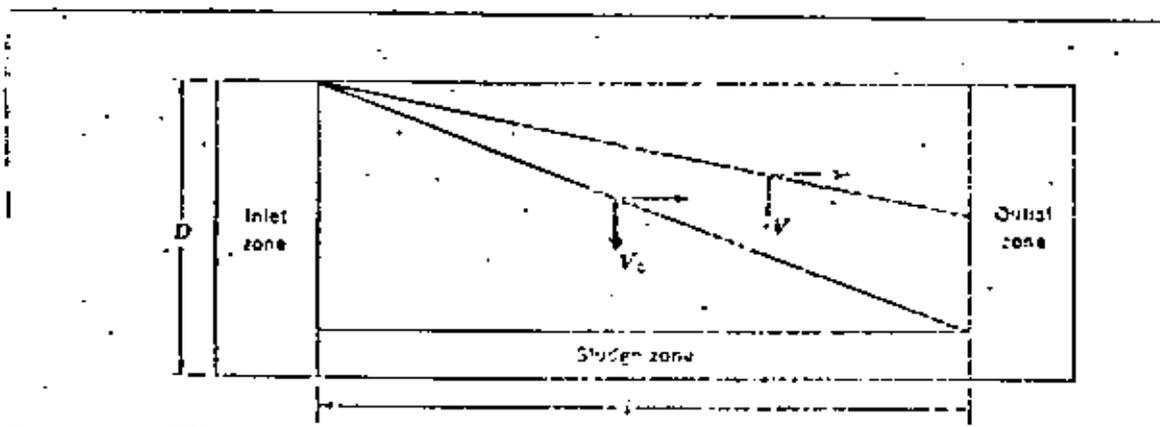
Para $2 < N_{Re} < 500$ ocurre una zona de transición, en la que

$$C_d = \frac{18.5}{N_{Re}^{0.6}} \quad (5)$$

Para $N_{Re} > 500$ las fuerzas de viscosidad no son significativas, y $C_d = 0.4$

3 - Teoría de Hazen y Camp

Considere la siguiente figura



donde:

Q, gasto a través del tanque

A, área superficial del tanque

Entonces

$$v_0 = \frac{Q}{A} \quad (6)$$

donde:

v_0 , Velocidad de asentamiento de la partícula que cae a través de una distancia igual a la profundidad efectiva del tanque, en el período teórico de retención. También llamado "overflow rate".

Todas las partículas para las que $v > v_0$ serán removidas. Las partículas para las que $v < v_0$ serán removidas en la proporción v/v_0 .

La remoción total (T.R.) se define por

$$T.R. = (1-C_0) + \frac{1}{v_0} \int_0^{C_0} v dC \quad (7)$$

donde:

C_0 , fracción de partículas que tienen una velocidad de asentamiento igual o menor que v_0 .

En la práctica la eficiencia de la remoción de sólidos es afectada por cortos circuitos, turbulencias y arrastres en el fondo del tanque.

Dobbins y Camp desarrollaron una relación para compensar por turbulencia. Los valores de $vH/2E$ se grafican contra la relación de remoción r_r , para diferentes valores de v/v_0 . H es la profundidad efectiva del tanque, y E un coeficiente de turbulencia del transporte. Para canales angostos $E=122v/V$, donde V es la velocidad promedio en el canal (ver figura).

El arrastre ocurre cuando la velocidad horizontal es suficiente para levantar partículas previamente sedimentadas.

$$v_c = \left[\frac{8\beta}{f} g D(S-1) \right]^{1/2} \quad (8)$$

donde:

v_c , velocidad de arrastre

$\beta = 0.04$ para arena unigranular

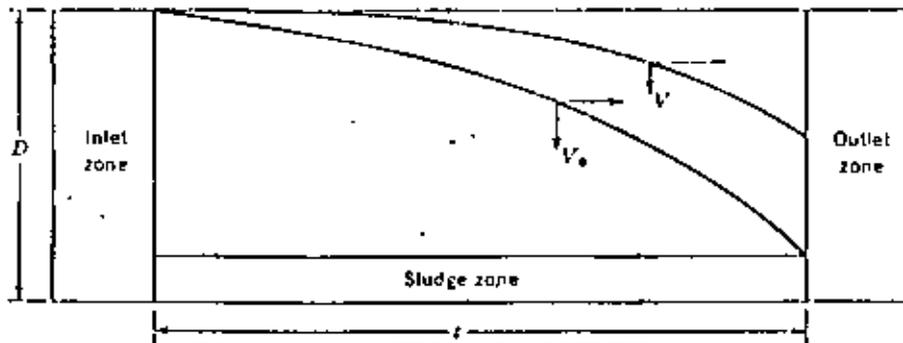
$= 0.06$ para materiales pegajosos no uniformes

f , factor de fricción, igual a 0.03 para concreto

S , gravedad específica de la partícula

4 - Sedimentación Floculenta

Este tipo de sedimentación ocurre debido a la coalescencia de partículas. Mientras la partícula se sedimenta se incrementa su diámetro y su velocidad, produciendo una trayectoria de sedimentación curvilínea.



La mayoría de los sólidos suspendidos provenientes de la industria son de naturaleza floculenta.

No es posible analizar la sedimentación floculenta matemáticamente. Se requieren análisis de laboratorio para establecer los parámetros de diseño. Se usan columnas como las representadas en la figura.

El procedimiento para el análisis del laboratorio se realiza de la manera siguiente:

a - burbujeece aire desde el fondo de la columna. Esto sirve para lograr que la concentración de sólidos suspendi-

dos sea uniforme desde el comienzo hasta el final de la prueba.

- b - mantenga constante la temperatura durante todo el período de prueba, para evitar la formación de corrientes térmicas.
- c - determine el contenido de sólidos en muestras tomadas en intervalos seleccionados de tiempo, hasta llegar a 120 minutos.
- d - use los datos recolectados a profundidades de 2, 4 y 6 ft de profundidad para preparar una gráfica similar a la que se presenta en la figura 3.

Los resultados obtenidos en el paso c se expresan en términos de porcentaje de sólidos suspendidos en cada profundidad e intervalo de tiempo. Estas remociones se grafican, entonces, contra sus respectivas profundidades y tiempos. Se pueden dibujar curvas suavizadas que conecten los puntos de igual remoción.

Ejemplo.- Considere un período de remoción de 25 min y una profundidad de tanque de sedimentación de 6 ft.

a
$$v_0 = \frac{6}{25} \frac{\text{ft}}{\text{min}} \frac{60 \text{ min}}{\text{hr}} = 14.4 \frac{\text{ft}}{\text{hr}}$$

- b De la figura 3 se obtiene: 50% de los sólidos suspendidos son removidos, esto significa que el 50% de las partículas suspendidas tienen una velocidad de sedimentación igual o mayor que 14.4 ft/hr.
- c Las partículas en cada rango adicional de 10% serán removidas en la proporción v/v_0 , o en proporción a la profundidad promedio de asentamiento respecto a la profundidad total (6 ft).

Por ejemplo, para el intervalo de 50 a 60%, la profundidad promedio correspondiente es 3.8 ft. El porcentaje de remoción de esta fracción es consecuentemente 3.8 ft/6ft o sea 6.4% del 10%. Los intervalos de porcentaje subse-

cuentas se tratan de una manera similar.

d. El por ciento total de remoción se calcula como sigue

% Removido de SS Intervalo	d/d_0	% SS removido
0-50	1.0	50.
50-60	0.64	6.4
60-70	0.25	2.5
Total removido		58.8

- Problema

Disigne un tanque de sedimentación para tratar desechos de una planta productora de papel. Considere los siguientes datos obtenidos experimentalmente en el laboratorio.

SS = 393 mg/l, influente

Tiempo, min.	Porcentaje removido a		
	2ft	4ft	6ft
.5	—	—	26
10	27	36	40
20	39	28	35
40	50	44	38
60	60	48	50
120	70	64	60

- Dibuje una gráfica de tiempo vs profundidad, para 30, 40, 50, 60 y 70% de remoción.
- Para 27.5 min. de período de retención determine: la velocidad (ft/hr); remoción de sólidos suspendidos (%); rata de flujo superficial (gpd/ft²), o sea "overflow rate".
- Realice los cálculos y llene la siguiente tabla

Tiempo, min.	Velocidad, ft/hr	Remoción de SS, %	Overflow rate gpd/ft ²
27.5			
42.0			
62.0			
115.0			

- d) Dibuje una gráfica de "overflow rate" vs % de sólidos suspendidos removidos, y una gráfica de períodos de retención vs sólidos suspendidos removidos.
- e) Si se desea que el efluente contenga 150 mg/l de SS, determine:
- % total de SS removido
 - "Overflow rate". Divida el "overflow rate" entre 1.5 para corregir por turbulencia, cortos circuitos y pérdidas de entrada y salida.
 - Tiempo de retención.
 - Area por cada mgd tratado
 - Profundidad efectiva.

5 - Sedimentación de zona

La sedimentación de zona es característica de los lodos activados y de las suspensiones químicas floculentas cuando la concentración de sólidos excede a 500 mg/l.

Las partículas floculentas se adhieren unas a otras y forman una capa que se sedimenta como un todo.

Considere la siguiente figura:

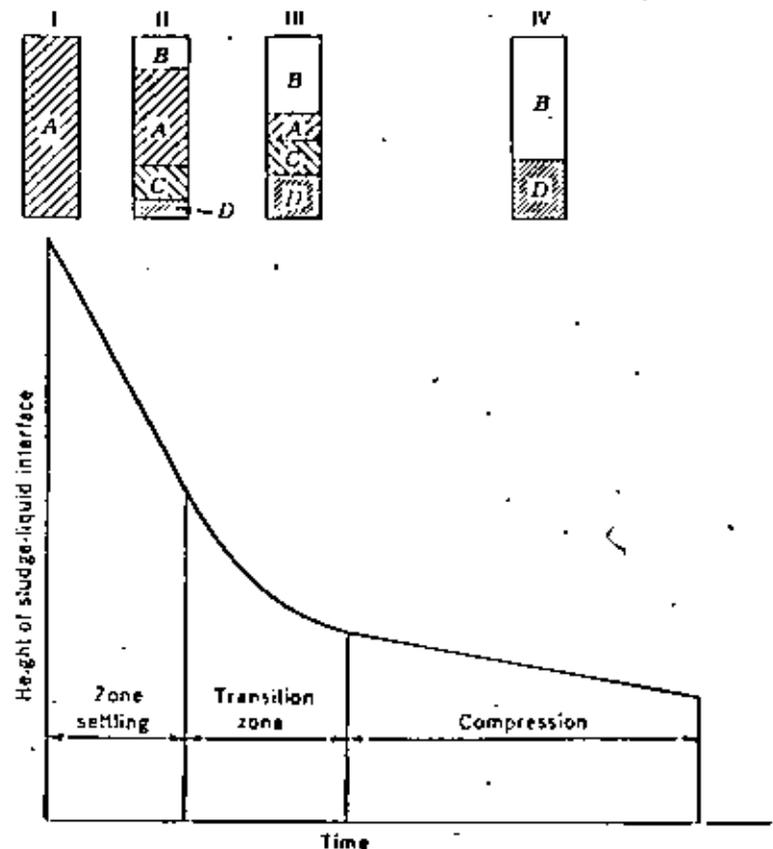


Fig. 1. Settling properties of a flocculated sludge.

Crecimiento de la capa de sólidos sedimentados, a rapidez constante, D.

En la zona de transición C la velocidad decrece.

La sedimentación de sólidos se efectúa a velocidad uniforme,
 $d = f(\text{conc.})$

6 - Evaluación de laboratorio de la sedimentación de zona

Se hace uso de un cilindro de 1l de capacidad equipado con un agitador de velocidad lenta (4 a 5 rph), para simular el movimiento hidráulico y la acción de las rastras en el clarificador. Se dibuja una curva de compactación, graficando la altura del lodo en la interface vs. el tiempo de sedimentación.

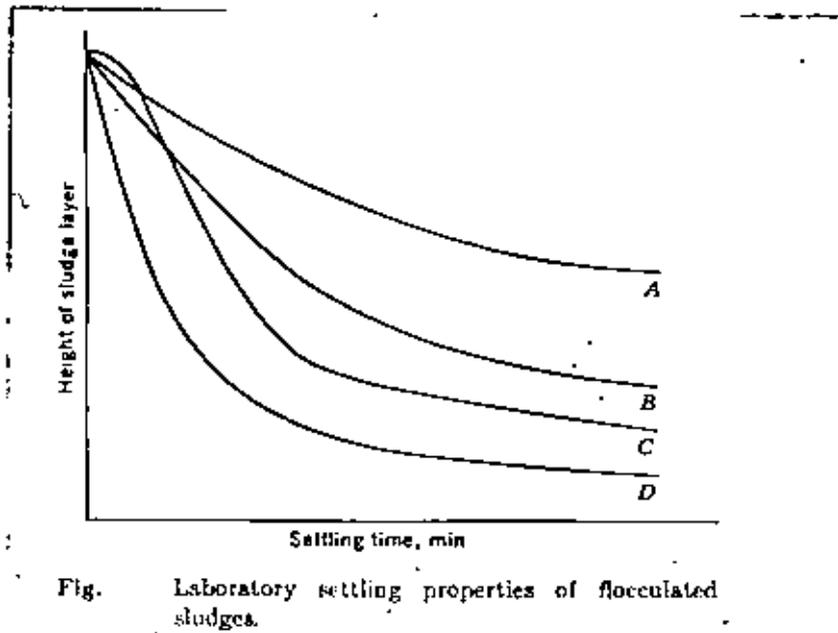


Fig. Laboratory settling properties of flocculated sludges.

A, sedimentación quieta

B, con el mezclador trabajando

C, curva afectada por floculación (depende de la naturaleza de los lodos).

D, efecto de disminuir la concentración inicial en muestras

agitadas.

Considere la siguiente nomenclatura:

U.A. área unitaria requerida, $\text{ft}^2/(\text{lb sólidos}) (\text{día})$

C_u concentración en el "underflow"

C_i concentración de sólidos a la velocidad de asentamiento
 U_i , lb/ft^3 .

U_i velocidad de asentamiento de la interface, $\text{ft}/\text{día}$.

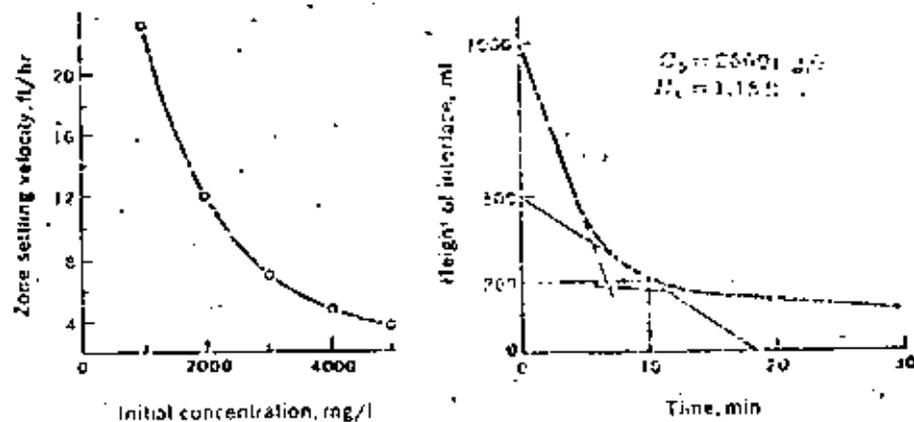
Entonces:

$$U.A. = \frac{A}{Q_o C_o} = \frac{(1/C_i - 1/C_u)}{U_i} \quad (9)$$

donde:

$$C_i = \frac{C_o H_o}{H} \quad (10)$$

H es la ordenada al origen de una tangente dibujada a la curva de sedimentación en cualquier punto, o la profundidad que



el lodo ocuparía si todo estuviera a la concentración C_i , co-
rrespondiente a la interface.

La profundidad del lodo puede aproximarse considerando el tiem-
po promedio (t) y la concentración (C_u) en la zona de compresión.

$$H = \frac{t}{(U.A.)Cap} \quad (11)$$

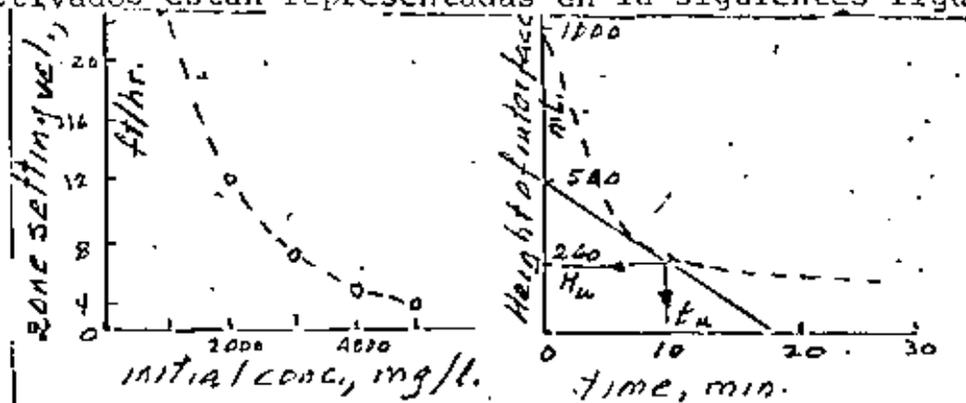
El "overflow rate" (OR), expresado en gpd/ft^2 está dado enton-
ces por

$$O.R. = \frac{120}{(U.A.) (Co)} \frac{Cu - Co}{Cu} \quad (12)$$

donde: C_0 , g/l; U.A., $ft^2/(lb \text{ de sólidos}) (\text{día})$

Ejemplo

Las características de sedimentación para cierto tipo de lodos
activados están representadas en la siguientes figuras



Calcule el área unitaria y el "overflow rate" para una concen-
tración del "underflow" de 10000 mg/l y una concentración ini-
cial de 2600 mg/l. ...Cheque el "overflow rate" para la cla-
rificación de un influente con concentración de sólidos de
4000 mg/l.

Solución:

De la gráfica 2 :

$t_u = 10 \text{ min}$; $H_u = 260 \text{ in}$; $C_u = 10000 \text{ mg/l}$; $C_0 = 2600 \text{ mg/l}$.

$$C_0 H_0 = C_u H_u \quad \therefore H_0 = 1000 \text{ ml} + 1.15 \text{ ft}$$

$$UA = \frac{t_u}{C_0 H_0} = \frac{10}{(2600)(1.15)} \rightarrow 0.037 \text{ ft}^2/\text{lb-día}$$

OR se calcula con la fórmula 12

$$OR = \frac{120}{(0.037)(2.6)} \times \frac{7.4}{10} = 930 \text{ gal/día-ft}^2$$

Si C_0 fuera 4000 mg/l, de la gráfica 1:

$$V_0 = 4.8 \frac{\text{ft}}{\text{hr}} \rightarrow 865 \text{ gpd/ft}^2$$

7 - Aplicaciones. Separación de aceite

Las mismas condiciones que se aplican para la sedimentación de partículas son valideras en el caso de partículas más ligeras que el agua, las que en lugar de sedimentarse se levantan hacia la superficie del líquido.

En un separador de aceite el aceite libre se flota hacia la superficie del tanque que es posteriormente desnatado. El diseño de separadores de gravedad, tal como lo especifica la API se basa en la remoción de todos los glóbulos libres de aceite con tamaños mayores a 0.015 cm. En este caso se aplica la ley de Stokes:

$$v_t = \frac{(\rho_w - \rho_o)}{18\mu} gD^2 \frac{1}{C_v} \quad (13)$$

donde:

w_0 , gravedades específicas del agua y del aceite respectivamente.

C_v , coeficiente de deformación, aproximadamente igual a 1

$$D = 0.015 \text{ cm} \quad v_t = 0.0241 \frac{\rho_w - \rho_o}{\mu} \quad (14)$$

v_t , velocidad terminal de levantamiento, ft/min.

μ , viscosidad, poises

El área mínima horizontal se define por la fórmula

$$A_H = F \frac{Q_m}{v_t} \quad (15)$$

Q_m , gasto de agua residual, cfm

$$F = F_1 F_2 \quad (16)$$

$F_1 = 1.2$, es un factor que compensa por corto circuito.

F_2 , compensa por turbulencia y es una función de la velocidad horizontal del flujo y de la velocidad terminal de elevación de los glóbulos de aceite.

v_H/v_t	20	15	10	6	3
F_2	1.45	1.37	1.27	1.14	1.07

La longitud del separador se calcula mediante la fórmula

$$L = F \frac{v_H}{v_t} d \quad (17)$$

d , profundidad del líquido

El área mínima de sección recta está dada por la fórmula

$$A_c = \frac{Q_m}{v_H} \quad (18)$$

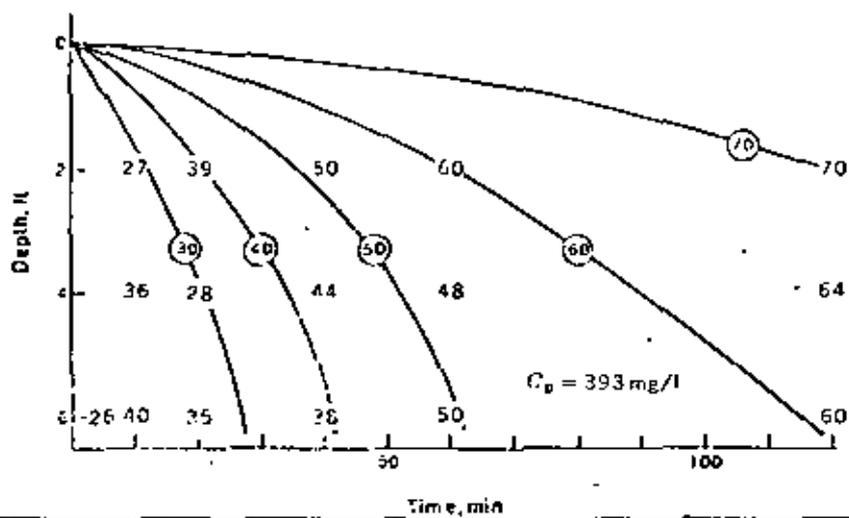
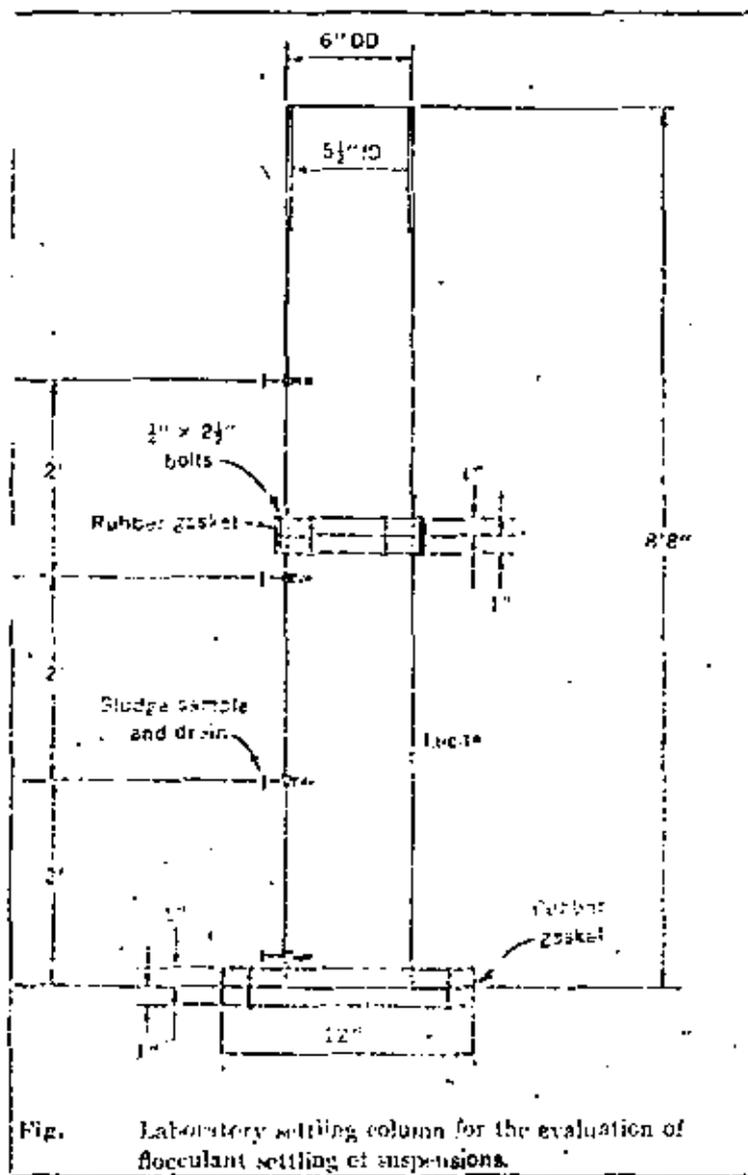
Donde $v_H = 15 v_t$ pero no debe exceder a 3fpm.

Problema

Usando los siguientes datos diseñe un separador de aceites.

$Q_m = 18 \text{ft}^3/\text{min}$; $T = 105^\circ\text{F}$; $\rho_w = 0.995$; $\mu = 0.0065$ poise; $D_o = 0.015 \text{cm}$;

$\rho_o = 0.92$



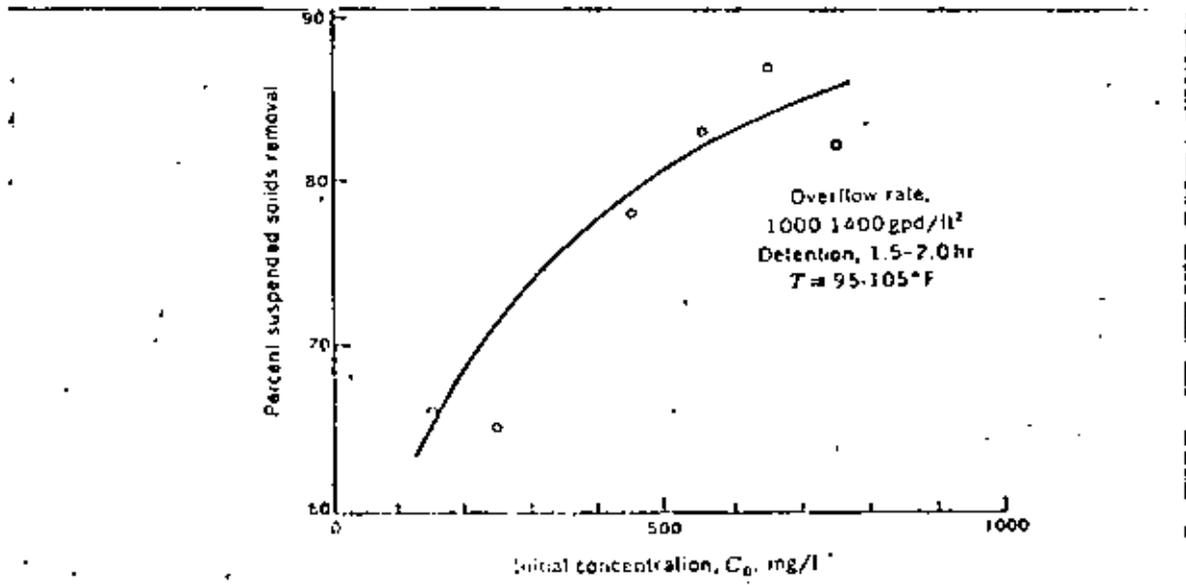
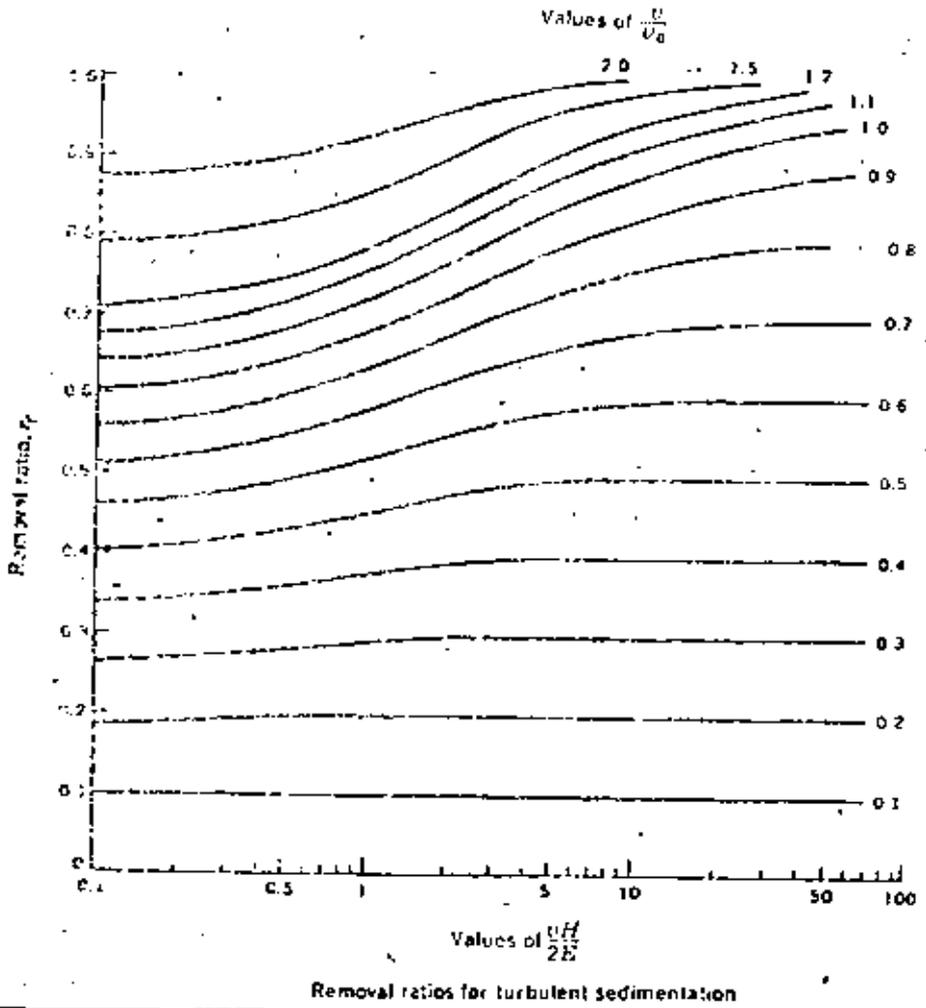


Fig. 2-c Effect of initial suspended-solids concentration on percent removal from a paper and paper-mill waste.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Junio 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

7. SEDIMENTADORES

ING. ARNULFO PAZ SANCHEZ
Jefe de la Oficina de
Plantas de Tratamiento
D.B.F. (Cd. de México)

TEMA 7.- SEDIMENTADORES.

7.1.- SEDIMENTADORES.

7.2.- SEDIMENTADORES DE FLUJO HORIZONTAL.

7.3.- SEDIMENTADORES DE FLUJO RADIAL.

7.4.- SEDIMENTADORES DE FLUJO VERTICAL.

7.5.- SEDIMENTADORES DE ALTA VELOCIDAD.

7.6.- SEDIMENTADORES DE DISEÑO TRANSICIONAL.

7.7.- DISPOSITIVOS DE ENTRADA Y SALIDA.

7.8.- REMOCION DE LODOS.

7.9.- FACTORES QUE AFECTAN EL DISEÑO.

7.10.-DISEÑO.

SEDIMENTACION DE ALTA VELOCIDAD

Ing. Donato Gutierrez

I N D I C E

	Página
Introducción	1
1. - Análisis Teórico	4
1.1. - Ecuación General	7
1.1.1. - Determinación del Valor S_C de placas paralelas	12
1.1.2. - Valores de S_C para otros Tipos de Dispositivos de Sedimentación	16
1.1.3. - Comparación de Comportamientos de los diferentes Dispositivos de Sedimentación	17
1.2. - Parámetros de Diseño	19
1.2.1. - Influencia de L en la Eficiencia de un Dispositivo de Sedimentación	21
1.2.2. - Influencia de θ en la Eficiencia de un Dispositivo de Sedimentación	22
1.2.3. - Sedimentadores con Flujo Ascendente y con flujo Descendente	24
1.3. - Establecimiento de Flujo Laminar	27
1.4. - Eficiencia de Remoción Fraccional	29
2. - Investigación Práctica	33
2.1. - Experimentación	34
2.1.1. - Tubos Individuales	35
2.1.2. - Modelos a escala	51

2.2.-	Experiencias Operacionales	59
2.2.1.-	Sistemas Esencialmente Horizontales	60
2.2.2.-	Sistemas Incluidos a 60°	60
3.-	Consideraciones Generales de Diseño	67
4.-	Equipo	72
4.1.-	Sistemas Patentados	72
4.2.-	Sistemas no Patentados	80
5.-	Resumen y Conclusiones	82
	Bibliografía	85

INTRODUCCION.

Los Sedimentadores de Alta Carga Superficial se constituyen esencialmente por una serie de tubos (generalmente circulares, cuadrados o hexagonales) o por láminas planas o corrugadas, colocadas a un determinado ángulo de inclinación con respecto a la horizontal en un tanque apropiado que permita una adecuada entrada y salida del flujo de agua y una buena recolección y extracción de lodos. Puede decirse que el principal distintivo de este tipo de sedimentadores es su poca profundidad de sedimentación, lo que se logra precisamente mediante el uso de tubos o placas paralelas.

El nombre con el que se denomina, en este trabajo, a este tipo de sedimentadores proviene del hecho de que mediante su uso se obtienen cargas superficiales varias veces mayores que las de los sedimentadores convencionales, ya que mientras en aquéllos la carga superficial varía entre 120 y 300 (m³/día)/m², la de éstos oscila generalmente entre 20 y 60 (m³/día)/m². Esto se obtiene con eficiencias de sedimentación similares o mejores y con tiempos de retención no mayores de 15 min., mientras que los sedimentadores convencionales tienen períodos de retención mayores de 2 horas.

La idea de este tipo de sedimentación poco profunda la sugirió Hazen en 1904, siendo explorada por Camp en 1946. Hansen y Culp investigaron sobre su aplicación práctica en la década de los años sesenta y Yao recientemente publicó un análisis teórico y experimental de diseño.

Hazen pensó que insertando charolas horizontales en un tanque sedimentador se aumentaría su capacidad de trabajo debido al aumento de área superficial conseguido y a la disminución de la distancia que las partículas sedimentables tendrían que recorrer, observando que el incremento de eficiencia sería proporcional al número de charolas horizontales colocadas. Sin embargo, se dio cuenta que el problema más difícil de resolver era el método de extracción de lodos.

La idea de Hazen fue ensayada repetidas veces en los últimos 60 años. Por ejemplo, en 1946, Camp presentó el diseño de un sedimentador con bandejas espaciadas 15 cm. entre sí y con un sistema de recolección mecánica de lodos. Algunas plantas de tratamiento, como las de Washington, Estocolmo, Tokio y París, adoptaron tanques sedimentadores de dos o tres pisos, formados por fondos horizontales.

No obstante el relativo éxito obtenido en algunos casos, el mayor problema enfrentado en el diseño de sedimentadores de bandejas era la dificultad en la remoción de los lodos sedimentados en ellas, tal como lo previó Hazen. La solución a este problema fue presentada por

Culp y sus colaboradores en 1967 y 1968, volviendo a despertar interés sobre el tema.

Yao en 1970 y 1973 publicó un estudio teórico de diseño para diferentes tipos de Sedimentadores de Alta Carga Superficial y llegó a una fórmula donde relaciona los diferentes elementos del sistema de sedimentación con las características hidráulicas del flujo y las características del material a sedimentar.

Este trabajo tiene como objetivo reunir la información actualmente disponible sobre los Sedimentadores de Alta Carga Superficial y procesarla para obtener guías generales de diseño, agrupando los resultados de los estudios teóricos y de laboratorio, así como el análisis de los resultados en operación de plantas. Además, se presentan algunas consideraciones generales de diseño y el equipo que más se está utilizando actualmente.

1. ANALISIS TEORICO.

Para entender el fenómeno de sedimentación es útil describir las trayectorias de sedimentación de partículas discretas en un tanque rectangular ideal de flujo continuo. Se entiende por partículas discretas aquellas que mantienen su individualidad y no cambian de tamaño, forma o densidad durante el proceso de sedimentación. Para facilitar el estudio, un tanque de flujo continuo se puede dividir en cuatro zonas: 1). zona de entrada, en la que el flujo entrante y la materia suspendida se dispersan a través de la sección transversal del tanque; 2). zona de sedimentación, en la que las partículas en suspensión se sedimentan dentro del agua sujeta a flujo; 3). zona de lodos, en la que los sólidos removidos se acumulan y se extraen de ahí como flujo inferior, y 4). zona de salida, en la que el flujo y las partículas en suspensión remanentes se llevan al conducto del efluente (Fig. 1-1). Un tanque ideal lo define Camp como un decantador hipotético en el cual la sedimentación se realiza exactamente en la misma forma que en un recipiente de igual profundidad que contenga un líquido en reposo y fija al respecto las tres siguientes suposiciones simplificativas:

1. - La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos de la zona de sedimentación.

2. - La concentración de partículas de cada tamaño es la misma en todos los puntos de la sección vertical, al comienzo de la zona de entrada.

3. - Una partícula queda removida cuando llega a la zona de lodos.

En un tanque ideal, como el definido anteriormente, las trayectorias de todas las partículas discretas serán líneas rectas y todas las partículas con la misma velocidad de sedimentación se moverán en trayectorias paralelas determinadas por la suma vectorial de la velocidad de sedimentación v_s de cada partícula y la velocidad de desplazamiento v_o del fluido. El patrón de sedimentación mostrado en la figura 1-1 será el mismo para toda la sección longitudinal. Todas las partículas con velocidades de sedimentación v_s mayores que v_{sc} se removerán, siendo v_{sc} la velocidad de las partículas que caen a través de la profundidad total h_o de la zona de sedimentación en el tiempo de retención t_o . La porción de partículas con velocidades de sedimentación v_s menores que v_{sc} , que se removerá, es igual a la relación de velocidades v_s/v_{sc} .

En la figura 1-1 se puede observar que las partículas con v_s menor que v_{sc} podrán ser completamente removidas si se colocan charolas o falsos fondos a intervalos h en la zona de sedimentación del tanque. Sin tales charolas, se necesitará una zona de sedimentación con una longi-

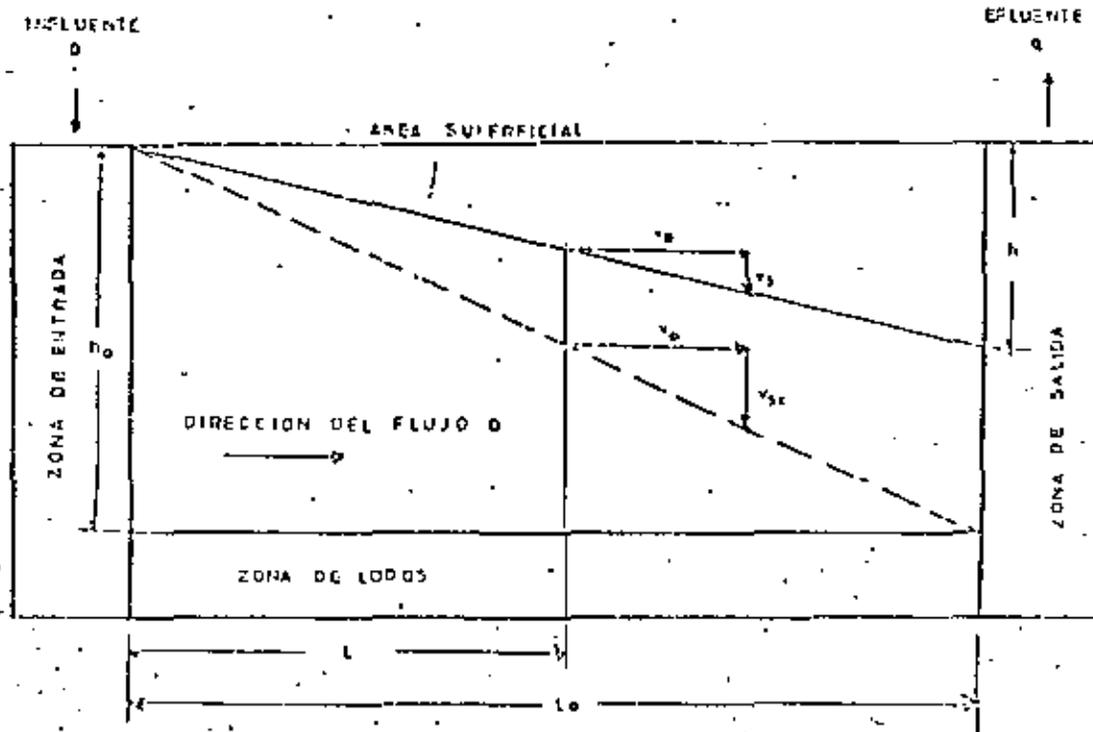


Fig. 1-1 Trayectorias de sedimentación de partículas discretas en un tanque ideal de flujo horizontal.

tud mucho mayor que L_0 para capturar estas partículas. Se observa también, que si se reduce h , insertando charolas, el tamaño del tanque requerido para remover un porcentaje dado de materia sedimentable disminuirá.

De la misma figura, se deduce que $v_{sc} = h_0/t_0$, donde $t_0 = V/Q$, siendo V el volumen de la zona de sedimentación y Q la rapidez de flujo del agua. Y como $V = Ah_0$, donde A es el área superficial del tanque, se concluye que $v_{sc} = h_0/(Ah_0/Q) = Q/A$, a lo que se llama Carga Superficial.

Lo anterior demuestra que la remoción de material sedimentable es función únicamente de la carga superficial y es independiente

de la profundidad del tanque y del período de retención.

En los pequeños conductos usados como dispositivos de sedimentación en los Sedimentadores de Alta Carga Superficial se trata siempre de tener flujo laminar por las convenientes características hidráulicas que presenta para el fenómeno de sedimentación y entonces la distribución de velocidades es del todo diferente a la supuesta en el modelo de Camp. Como resultado de esto, las trayectorias de las partículas no son líneas rectas. Por lo anterior, en los sedimentadores con tubos o placas paralelas, la carga superficial no corresponde a la velocidad de sedimentación crítica v_{sc} definida como la velocidad de sedimentación de la partícula cuya trayectoria de sedimentación es límite en un dispositivo de sedimentación de Alta Carga Superficial.

Estos hechos indican que es necesario formular alguna relación para calcular los parámetros de diseño de los Sedimentadores de Alta Carga Superficial, modificando el modelo de Camp para aplicarlo a este caso. Esto es el objetivo perseguido en el presente capítulo.

1.1. - ECUACION GENERAL.

Para el desarrollo de una ecuación que describa el movimiento de una partícula en un Sedimentador de Alta Carga Superficial con módulos tubulares o con placas paralelas se asumen las siguientes conside-

raciones:

1. Las partículas suspendidas son discretas y no floculan en el transcurso de su movimiento de sedimentación.
2. El flujo en el tubo o entre las placas paralelas es laminar y unidimensional.

La figura 1-2 muestra el sistema de coordenadas usado en este estudio. El eje x es paralelo al eje del tubo o de las placas paralelas, así como a la dirección del flujo; θ es el ángulo de inclinación del dispositivo sedimentador; P representa a una partícula que se encuentra sujeta a la fuerza de arrastre del flujo, con una velocidad local u en la dirección x y una velocidad de sedimentación v_s en la dirección vertical. Cuando la partícula está en equilibrio, las componentes de la velocidad de la partícula en la dirección x e y son las siguientes:

$$v_{px} = u - v_s \sin \theta \quad (1-1)$$

$$v_{py} = -v_s \cos \theta \quad (1-2)$$

obsérvese que la ecuación 1-1 implica que no hay deslizamiento entre el fluido y la partícula. Por definición,

$$v_{px} = \frac{dx}{dt} \quad v_{py} = \frac{dy}{dt} \quad (1-3)$$

donde x e y son las coordenadas en las direcciones x e y respectivamente.

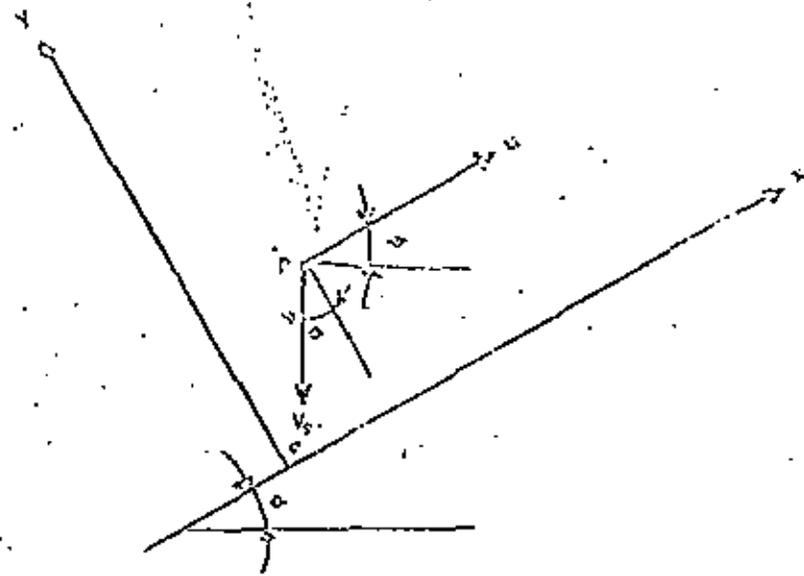


FIG.1-2.- Sistema de coordenadas para el estudio teórico

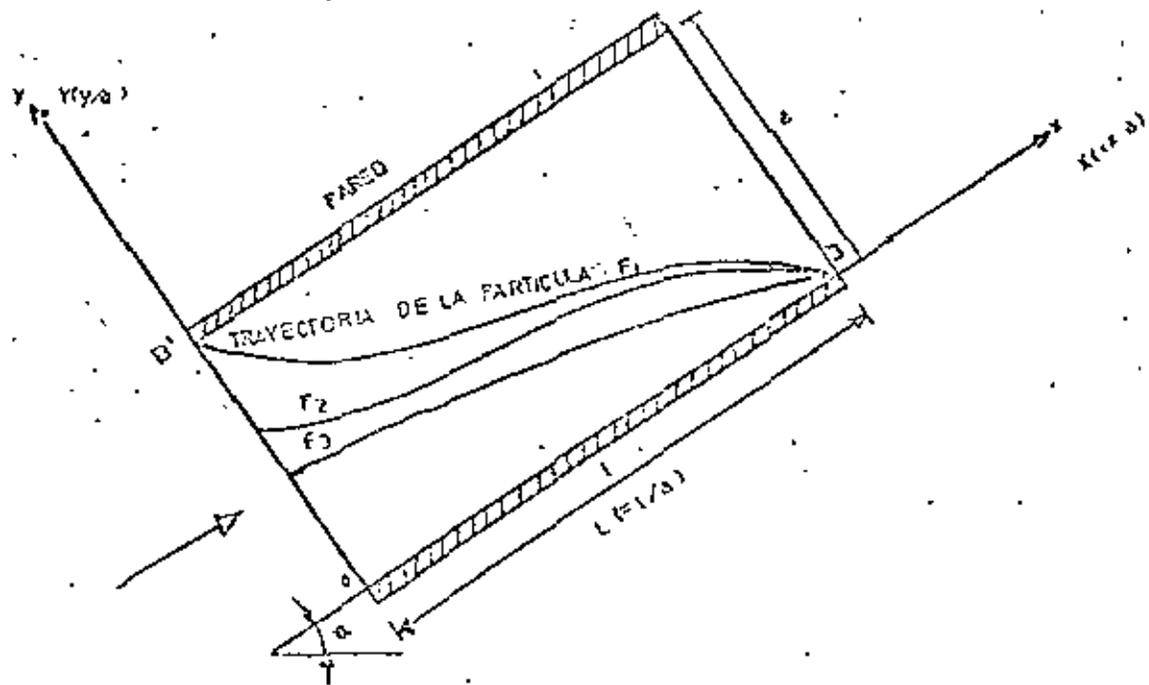


FIG.1-3.- Trayectorias de partículas en un dispositivo de sedimentación de alta carga superficial

Combinando las ecuaciones 1-1, 1-2 y 1-3, se obtiene:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-v_s \cos \theta}{u - v_s \sin \theta} \quad (1-4)$$

La ecuación 1-4 es la ecuación diferencial de la trayectoria resultante de la partícula producida por los efectos combinados del arrastre del fluido y de la sedimentación gravitacional:

Integrando la ecuación 1-4, resulta:

$$\int u dy - v_s y \sin \theta + v_s x \cos \theta = C_0 \quad (1-5)$$

donde C_0 es la constante de integración. El primer miembro de la ecuación 1-5 puede ser evaluado si u se expresa como una función de y .

Dividiendo la ecuación 1-5 por v_0 , el flujo superficial, y por a , la profundidad del flujo, medidos en forma normal al eje del conducto sedimentador,

$$\int \frac{u}{v_0} dY - \frac{v_s}{v_0} Y \sin \theta + \frac{v_s}{v_0} X \cos \theta = C_1 \quad (1-6)$$

en donde $Y = y/a$, $X = x/a$ y C_1 es la constante de integración ajustada. La ecuación 1-6 es la ecuación general para las trayectorias de las partículas en un dispositivo de Sedimentación de Alta Carga Superficial.

La figura 1-3 muestra las trayectorias de partículas remo

vidas por el sedimentador, lo que se sabe al observar que las tres trayectorias terminan dentro del dispositivo sedimentador. La geometría de estas trayectorias indican que la partícula que sigue la trayectoria F_3 tiene una v_s menor que una siguiendo la trayectoria F_2 . La trayectoria F_1 representa un caso límite; todas las partículas con la misma v_s de la partícula que sigue esta trayectoria límite serán completamente removidas en el dispositivo sedimentador. Esta v_s es definida como la velocidad de sedimentación crítica, v_{sc} .

Para la trayectoria límite, con $v_s = v_{sc}$, existen dos condiciones límites

$$X = L ; Y = 0 \quad (1-7)$$

$$X = 0 ; Y = 1 \quad (1-8)$$

en donde L es la longitud relativa (l/a) y 1 es la longitud del dispositivo sedimentador. Sustituyendo la condición límite 1-7 en la ecuación 1-6 y resolviendo para C_1 , se obtiene:

$$C_1 = \frac{v_{sc}}{v_0} L \cos \theta \quad (1-9)$$

Obsérvese que la velocidad de flujo en la pared del dispositivo sedimentador ($Y = 0$) es cero y por lo tanto

$$\left(\int \frac{u}{v_0} dY \right)_{Y=0} = 0 \quad (1-10)$$

Sustituyendo C_1 y la segunda condición límite, 1-8, en la ecuación 1-6 se obtiene la siguiente ecuación general

$$\frac{v_{sc}}{v_0} (\sin \theta + L \cos \theta) = S_c \quad (1-11)$$

donde

$$S_c = \left(\int \frac{u}{v_0} dY \right)_{Y=1} \quad (1-12)$$

S_c es un factor cuya magnitud depende de la forma de dispositivo sedimentador.

El valor de S_c se puede calcular para cada diferente tipo de conducto sedimentador expresando u/v_0 en función de Y .

1.1.1.- DETERMINACION DEL VALOR S_c DE PLACAS PARALELAS.

En un dispositivo de sedimentación de placas paralelas inclinadas con flujo laminar incompresible se puede encontrar la relación u/v_0 en función de Y , mediante el siguiente procedimiento:

La ecuación de movimiento para un volumen de control, como el mostrado en la figura 1-4, en movimiento permanente en la dirección

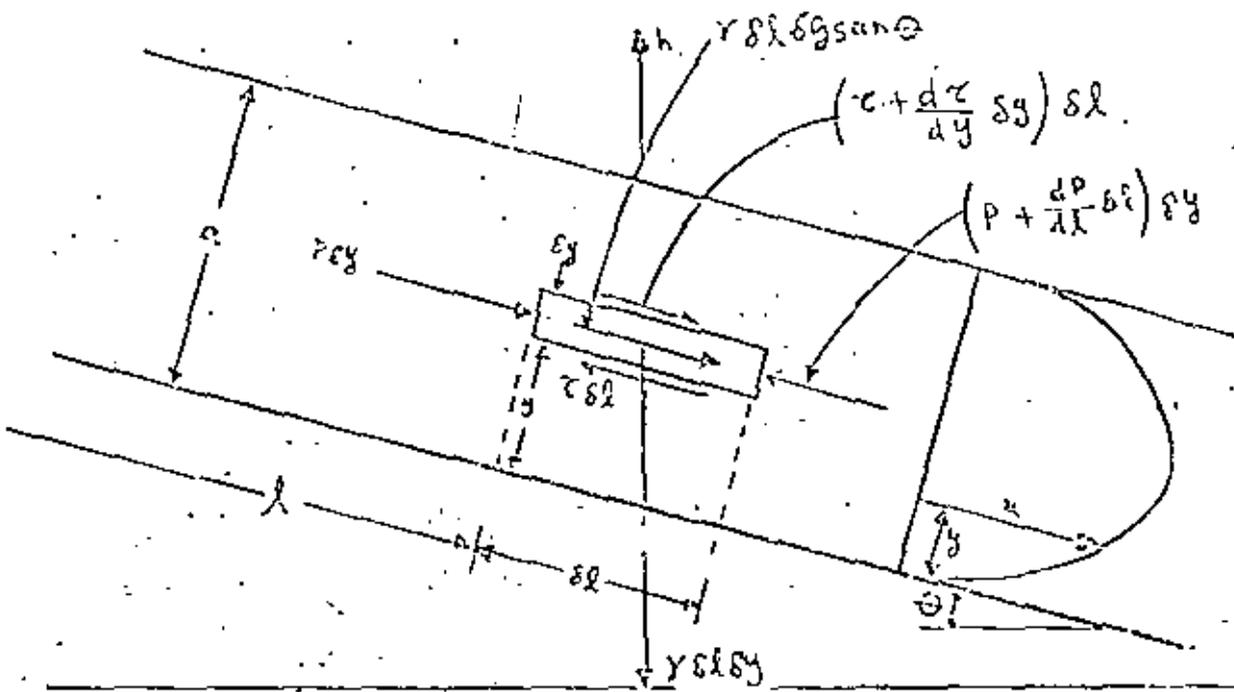


Fig. 1-4 Flujo entre placas planas inclinadas

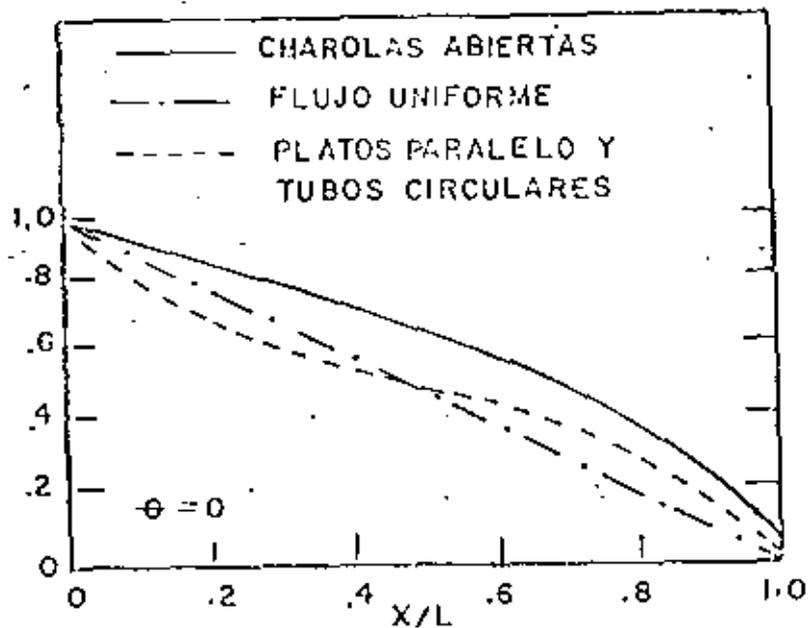


Fig. 1-5 Trayectorias de sedimentación límite en diferentes dispositivos de sedimentación

de l es

$$p \delta y - \left(p + \frac{dp}{dl} \delta l \right) \delta y - \tau \delta l + \left(\tau + \frac{d\tau}{dy} \delta y \right) \delta l + \gamma \delta l \delta y \operatorname{sen} \theta = 0$$

Dividiendo por el volumen del elemento y simplificando, resulta:

$$\frac{d\tau}{dy} = \frac{d}{dl} (p + \gamma h) \quad (1-13)$$

donde se substituyó $\operatorname{sen} \theta = -dh/dl$. Como no hay aceleración en la dirección y , el segundo miembro de la ecuación no es función de y . Integrando con respecto a y nos da

$$\tau = y \frac{d}{dl} (p + \gamma h) + A \quad (1-14)$$

Ahora, substituyendo de la ley de Newton de la viscosidad el valor de τ ,

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad (1-15)$$

se obtiene

$$\frac{du}{dy} = \frac{1}{\mu} \frac{d}{dl} (p + \gamma h)y + \frac{A}{\mu} \quad (1-16)$$

Integrando de nuevo con respecto a y ,

$$u = \frac{1}{2\mu} \frac{d}{dl} (p + \gamma h)y^2 + \frac{A}{\mu} y + B \quad (1-17)$$

y como para

$$\begin{aligned} y = a & \quad u = 0 \\ y = 0 & \quad u = 0 \end{aligned}$$

resulta que

$$B = 0 \quad A = -\frac{1}{2} \frac{d}{dl} (p + \gamma h) a \quad (1-18)$$

y sustituyendo A y B de ecs 1-18 en 1-17, se obtiene la siguiente ecuación:

$$u = -\frac{1}{2\mu} \frac{d}{dl} (p + \gamma h) (ay - y^2) \quad (1-19)$$

Este flujo es conocido como flujo bidimensional de Poiseuille.

La velocidad media v_0 está dada por Q/A , y como

$$Q = \int_0^a u dy \quad (1-20)$$

$$Q = -\frac{1}{12\mu} \frac{d}{dl} (p + \gamma h) a^3 \quad (1-21)$$

se tiene que

$$v_0 = -\frac{a^2}{12\mu} \frac{d}{dl} (p + \gamma h) \quad (1-22)$$

Ahora, dividiendo la ecuación 1-19 por la ecuación 1-22, y rearrreglando términos, se obtiene

$$\frac{u}{v_0} = 6 (\gamma - \gamma^2) \quad (1-23)$$

donde $Y = y/a$

Sustituyendo la ecuación 1-23 en la ecuación 1-12 e integrando entre 0 y 1, resulta.

$$S_c = 6 \int_0^1 (Y - Y^2) dY \quad (1-24)$$

De donde se obtiene que el valor de S_c para placas paralelas es igual a 1.

1.1.2.- VALORES DE S_c PARA OTROS TIPOS DE DISPOSITIVOS DE SEDIMENTACION.

En seguida se presentan los valores S_c correspondientes para otros tipos de dispositivos de sedimentación, obtenidos siguiendo un procedimiento similar al utilizado para placas paralelas desarrollado en el punto anterior. Se considera también, con propósitos comparativos, los valores de un flujo uniforme ideal.

Tubos circulares:

$$\frac{u}{v_o} = 8(Y - Y^2) \quad (1-25)$$

$$S_c = 4/3$$

Charolas poco profundas abiertas:

$$\frac{u}{v_o} = \frac{3}{2} (2Y - Y^2) \quad (1-26)$$

$$S_c = 1$$

Conductos cuadrados:

$$\frac{u}{v_0} = \frac{\frac{1}{8} - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{m^3 \pi^3} (\cos m\pi - 1) \operatorname{sen} \frac{m\pi}{2} (\cosh m\pi Y - \frac{\cosh m\pi - 1}{\operatorname{senh} m\pi} \operatorname{senh} m\pi Y)}{\frac{1}{12} + \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{m^5 \pi^5} (\cos m\pi - 1)^2 \left[\operatorname{senh} m\pi - \frac{(\cosh m\pi - 1)^2}{\operatorname{senh} m\pi} \right]} \dots (1-27)$$

$$S_c = 11/8$$

Flujo uniforme:

$$\frac{u}{v_0} = 1 \quad (1-28)$$

$$S_c = 1$$

Además, se aconseja que para otras formas tubulares se empleen valores de S_c empíricos entre 1.33 y 1.42, en forma aproximada, y para placas onduladas un valor de S_c aproximada de 1.30.

1.1.3. - COMPARACION DE COMPORTAMIENTOS DE LOS DIFERENTES DISPOSITIVOS DE SEDIMENTACION.

La ecuación 1-11 indica que el comportamiento de un dispositivo de sedimentación de Alta Carga Superficial puede ser caracterizado por un parámetro S , definido como

$$S = \frac{v_s}{v_0} (\operatorname{sen} \theta + L \cos \theta) \quad (1-29)$$

Cualquier partícula suspendida en un dispositivo sedimentado cuyo valor S crítico es S_c , será completamente removida, al menos teóricamente, sin necesidad de conocer la velocidad de caída crítica de todo el sistema.

Es interesante observar que S_c es idéntico para placas paralelas y para charolas poco profundas, así como para dispositivos con flujo uniforme. Por otro lado, los valores S_c para tubos circulares y conductos cuadrados son apreciablemente diferentes de los tres casos antes mencionados. Es importante hacer notar que S_c idénticos puede no significar comportamientos idénticos de los dispositivos. Esto se puede observar en la figura 1-5, que muestra las trayectorias límites para varios tipos de dispositivos de sedimentación, asumiendo $\theta = 0$ por simplicidad. Los patrones de las trayectorias límites en charolas poco profundas, platos paralelos y distribución de flujo uniforme son diferentes entre sí. Por otro lado, el patrón para tubos circulares es idéntico al de platos paralelos, aunque los valores de S_c para estos dos tipos de dispositivos son diferentes.

A continuación se presenta el desarrollo de la ecuación de la trayectoria de una partícula con velocidad de sedimentación crítica v_{sc} en un dispositivo de sedimentación de placas paralelas. Sustituyendo u/v_0 por su respectiva función en Y , en la ecuación 1-6 y considerando $\theta = 0$ por simplicidad, se obtiene lo siguiente:

$$6 \int [Y - Y^2] dY + \frac{v_s}{v_o} X = C_1 \quad (1-30)$$

y como $v_{sc} = 1/t$ y $v_o = L/t$

$$6 \int [Y - Y^2] dY + \frac{X}{L} = C_1 \quad (1-31)$$

integrando

$$3Y^2 - 2Y^3 + \frac{X}{L} = C_1 \quad (1-32)$$

El valor de C_1 se obtiene sustituyendo las condiciones límites conocidas, $Y = 1$; $X = 0$; ó, $Y = 0$, $X = L$, de donde $C_1 = 1$. Con esto se llega a la ecuación de la trayectoria de la partícula

$$\frac{X}{L} = 2Y^3 - 3Y^2 + 1 \quad (1-33)$$

1.2. - PARAMETROS DE DISEÑO.

Observando la ecuación 1-11 se deduce que los factores que pueden influir en la eficiencia de un proceso de Sedimentación de Alta Carga Superficial son la velocidad media del flujo, v_o , y la inclinación y longitud relativa del dispositivo de sedimentación; por lo que estos factores se pueden considerar parámetros de diseño.

El diseño de tanques de sedimentación para tratamiento de -

aguas y aguas residuales generalmente se basa en el parámetro carga superficial (C_s), expresado como velocidad de flujo por unidad de área del tanque, que para tanques rectangulares de flujo con distribución de velocidades uniforme representa, como ya se ha mencionado, la velocidad de caída de la partícula crítica. El diseño de Sedimentadores de Alta Carga Superficial se basa también en la determinación de una adecuada velocidad de sedimentación crítica de acuerdo a la eficiencia deseada; Pero, para este tipo de sedimentadores, la carga superficial no es equivalente a la velocidad de sedimentación crítica. Sin embargo, para fines de investigación experimental, de pruebas de tratabilidad y de análisis comparativo es justificable expresar la velocidad de sedimentación crítica en unidades de carga superficial, denominándola carga superficial equivalente (C_{se}), ya que sistemas con la misma velocidad de sedimentación crítica tendrán eficiencias comparables. Con este propósito, la ecuación 1-11 se puede expresar de la siguiente manera:

$$C_{se} = CKv_0 \quad (1-34)$$

donde

$$K = \frac{S_c}{(\text{sen } \theta + L \cos \theta)}$$

y C es una constante cuya magnitud depende de las unidades usadas para los diferentes términos de la ecuación 1-34. En unidades inglesas con v_0 en pies/seg y C_{se} en (gal. americanos/día)/pie², $C = 6.46 \times 10^5$. En unidades métricas decimales con v_0 en cm/seg y C_{se} en (m³/día)/m², $C = 864$.

Conócida la velocidad de sedimentación crítica, correspondiente a la eficiencia de remoción deseada, se puede diseñar el sedimentador en base a una carga superficial real, Q/A , ya que esta es equivalente a $v_0 \text{ sen } \theta$, donde v_0 es la velocidad media del flujo y $\text{sen } \theta$ provienen de la relación entre el área transversal al flujo y el área horizontal del sedimentador. Esta equivalencia se puede expresar, a partir de la ecuación 1-11 de la siguiente forma

$$C_s = CKv_{sc} \quad (1-35)$$

donde

$$K = (1/S_0) [S \text{ en } \theta (\text{sen } \theta + L \text{cos } \theta)]$$

y C es una constante cuya magnitud es igual que para la ecuación 1-34, de acuerdo a las unidades dimensionales de v_{sv} y C_s .

De la ecuación 1-11 se ve que v_{sc} es directamente proporcional a v_0 , por lo tanto la eficiencia teórica de remoción es inversamente proporcional a v_0 . El comportamiento de v_{sc} con respecto a θ y L no se ve tan fácilmente, por lo que procederemos a analizarlos en los puntos siguientes.

1.2.1. - INFLUENCIA DE L EN LA EFICIENCIA DE UN DISPOSITIVO DE SEDIMENTACION.

La velocidad de caída de la partícula crítica para un siste-

ma de Sedimentación de Alta Carga Superficial puede ser expresada en la siguiente forma:

$$\frac{v_{sc}}{v_0} = \frac{S_c}{\text{sen } \theta + L \cos \theta} \quad (1-36)$$

La figura 1-6 es la gráfica de la ecuación 1-36 para placas paralelas y tubos circulares, asumiendo $\theta = 0$. Para una v_0 dada, v_{sc} decrecerá rápidamente al aumentar L , cuando L es relativamente pequeña. Esto indica que partículas suspendidas con velocidades de caída mucho menores serán removidas completamente a medida que L se incrementa. La rapidez de disminución de v_{sc} disminuye apreciablemente después de que L es mayor de 40. Por lo tanto se aconseja mantener L abajo de 40 y preferentemente alrededor de 20. La figura 1-7 presenta la gráfica de la ecuación 1-36 para platos paralelos a $\theta = 20^\circ$ y 40° . El patrón general es aproximadamente igual que para $\theta = 0$.

1.2.2. - INFLUENCIA DE θ EN LA EFICIENCIA DE UN DISPOSITIVO DE SEDIMENTACION.

Derivando la ecuación 1-36 con respecto a θ e igualando el resultado a cero, se obtiene la siguiente relación:

$$\theta = \text{tg}^{-1} \frac{1}{L} \quad (1-37)$$

La segunda derivada de la ecuación 1-37 con respecto a θ es la siguiente:

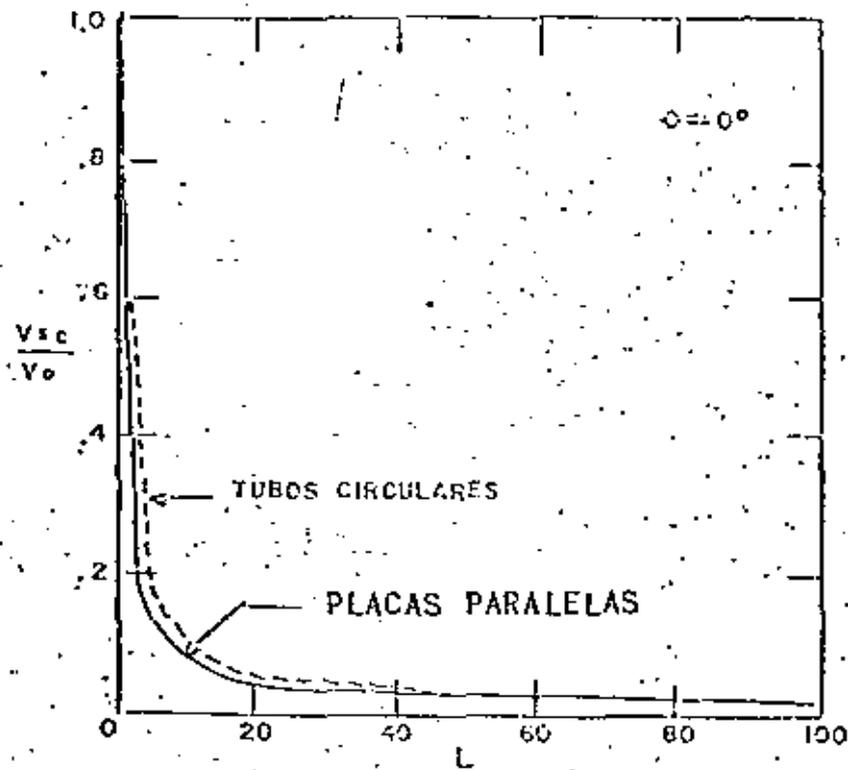


Fig. 1-6 Longitud relativa del dispositivo sedimentador contra eficiencia ($\theta = 0^\circ$)

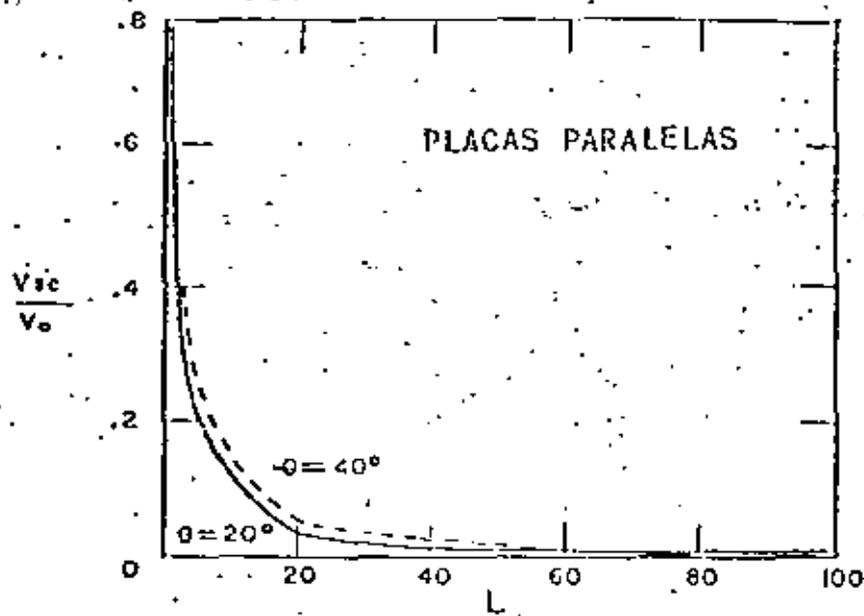


Fig. 1-7 Longitud relativa del dispositivo sedimentador contra eficiencia ($\theta = 20^\circ, 40^\circ$)

$$\frac{d^2 \frac{v_{sc}}{v_o}}{d\theta^2} = \frac{2S_c(\cos \theta - L \sin \theta)^2}{(\sin \theta + L \cos \theta)^3} + \frac{S_c}{\sin \theta + L \cos \theta} \quad (1-38)$$

Puesto que el ángulo de inclinación θ no puede ser mayor de 90° , el lado derecho de la ecuación 2-19 es siempre positivo, y por lo tanto la relación expresada en la ecuación 1-37 da la mínima v_{sc} . Por ejemplo, para $L = 20$, $\theta = 2^\circ 54'$ darán la mejor eficiencia teórica si todos los demás parámetros se mantienen constantes.

La figura 1-8 presenta la variación de la eficiencia de sedimentación con respecto a θ , a tres diferentes valores de L . La ordenada está expresada como la relación de v_{sc} a $\theta = 0$ y v_{sc} a $\theta = 0^\circ$. Se asume que v_o es constante. Se puede observar en la figura 1-8 que la eficiencia de sedimentación se deteriora rápidamente después de $\theta = 40^\circ$. Esto se indica por el rápido incremento en v_{sc} . Esta figura muestra también que hay pequeños cambios en la eficiencia cuando L se incrementa de 30 a 60 y los sistemas que tienen mayores longitudes L tienden a ser más sensitivos a los cambios en θ .

1. 2. 3. - SEDIMENTADORES CON FLUJO ASCIENDENTE Y CON FLUJO DESCENDENTE.

Considérese dos sedimentadores idénticos, uno inclinado a un ángulo $-\theta$ y el otro a un ángulo θ , que representan a una unidad de flujo

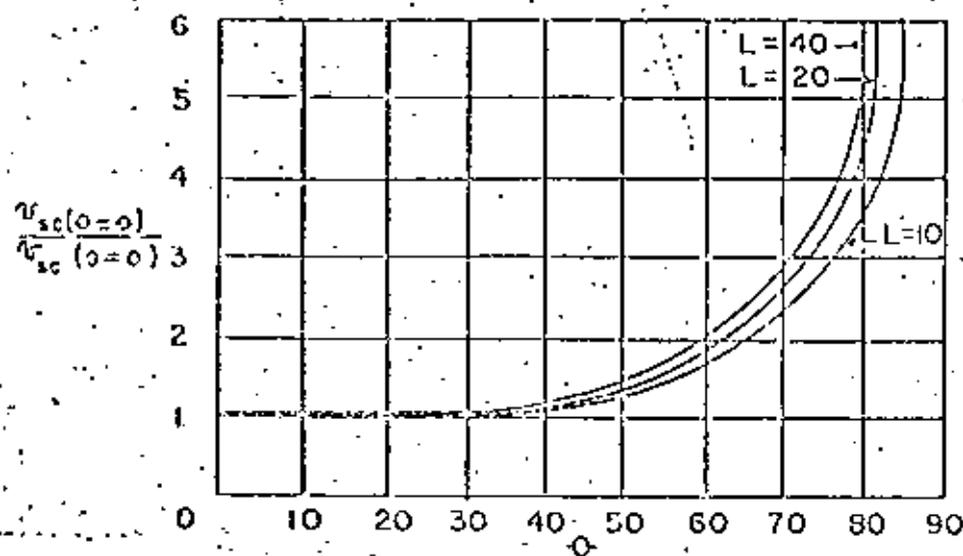


Fig. 1-8 .Angulo de Inclinación contro eficiencia

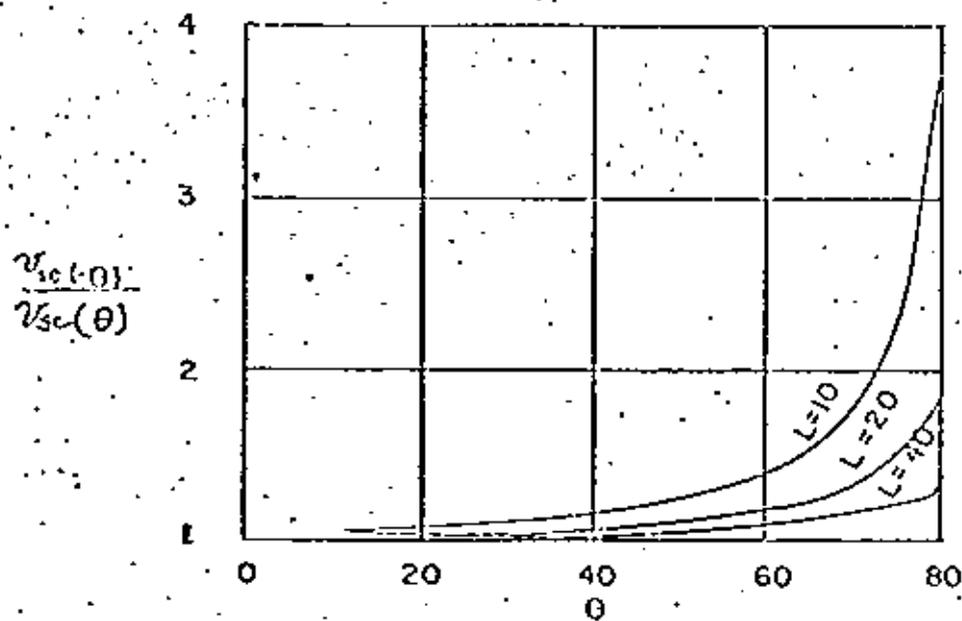


Fig. 1-9 Comparacion entre sedimentadores de alta
 rto de flujo ascendente y descendente para
 diferentes longitudes relativas

descendente y a una de flujo ascendente respectivamente. Así mismo se que v_0 es igual para ambos sedimentadores. Si se sustituyen los dos ángulos en la ecuación 1-36 y se combinan las dos ecuaciones resultantes, se puede obtener lo siguiente:

$$\frac{v_{sc}(-\theta)}{v_{sc}(\theta)} = \frac{L + \operatorname{tg} \theta}{L - \operatorname{tg} \theta} \quad (1-39)$$

Los símbolos en los paréntesis indican la respectiva v_{sc} para los dos sedimentadores.

La ecuación 1-39 indica que la eficiencia relativa de los dos sedimentadores es una función de θ y L . La figura 1-9 es la gráfica de la ecuación 1-39 para valores de $L = 10, 20$ y 40 . Se puede observar que las unidades de flujo ascendente dan mejor eficiencia, y que la eficiencia relativa de las unidades de flujo descendente disminuye apreciablemente cuando θ o L aumentan.

El procedimiento de comparación se basa en la condición de que los dos sedimentadores tienen la misma magnitud de ángulo de inclinación, pero uno es hacia arriba y el otro es hacia abajo. Puesto que la principal razón para mantener un sedimentador inclinado es conseguir la acción autolimpiante durante la operación de sedimentación, y si se acepta que un sedimentador con flujo descendente requiere solamente un ángulo de inclinación de -30° para mantener la acción autolimpiante y un sedimentador

dor con flujo ascendente un ángulo de 60° , entonces una comparación razonable se basará en estos dos ángulos en lugar de usar ángulos de igual magnitud. La figura 1-10 es la gráfica de la ecuación 1-39, con la unidad de flujo descendente inclinada -30° y la unidad de flujo ascendente a 60° . La gráfica indica comparativamente que las unidades de flujo descendente trabajan mejor para valores de L alrededor de 4. Por lo tanto, parece preferible utilizar una unidad de flujo descendente cuando la remoción de lodo va a depender de la acción de autolimpieza. Sin embargo, la clave para la aplicación exitosa de una unidad de sedimentación de flujo descendente parece estar en el diseño apropiado del sistema de recolección del efluente.

1.3. - ESTABLECIMIENTO DE FLUJO LAMINAR.

En los dispositivos sedimentadores estudiados aquí se ha asumido flujo laminar; sin embargo, a la entrada del dispositivo existe una región de transición en la cual el flujo turbulento que entra es cambiado gradualmente a flujo laminar por efecto de los límites sólidos. Streeter recomienda que para valuar la longitud relativa L' , para esta región de transición en un tubo circular, se utilice la siguiente ecuación:

$$L' = 0.053 \frac{v_0 d}{\nu} \quad (1-40)$$

donde ν es la viscosidad cinemática del fluido. La ecuación 1-40 también se puede aplicar para otros tipos de dispositivos Sedimentadores de Alta

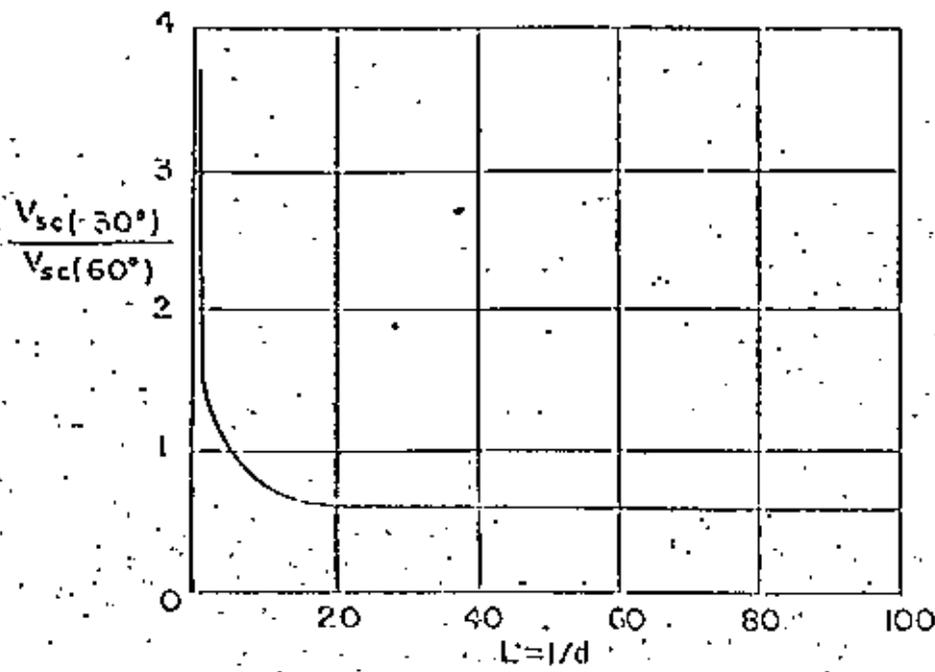


Fig. 1-10 Comparación entre sedimentadores de alta
 tasa de flujo ascendente y descendente con
 inclinación para autolimpieza

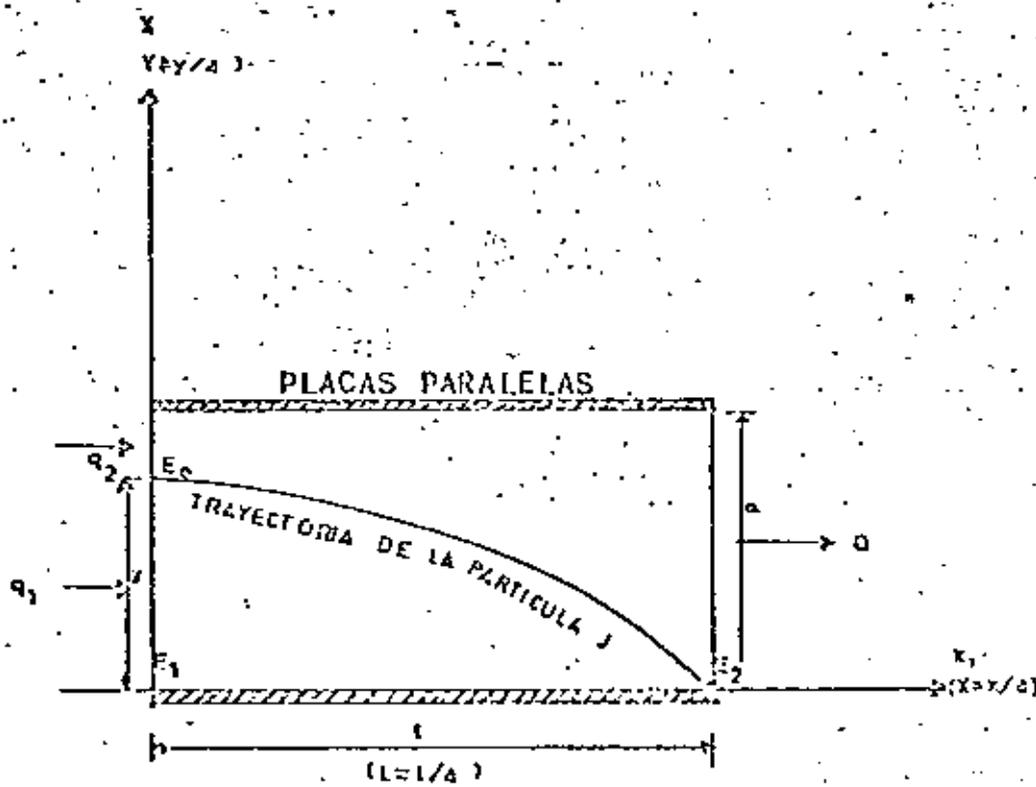


Fig. 1-11. ARREGLO PARA ESTUDIAR LA EFICIENCIA DE REMOCION FRACCIONAL

Carga Superficial en forma aproximada.

1.4. - EFICIENCIA DE REMOCIÓN FRACCIONAL.

Para partículas suspendidas con valor S menor que el valor crítico S_c en un dispositivo de Sedimentación de Alta Carga Superficial - - dado, solamente una fracción de ellas se removerá en el sedimentador. Esto es llamado remoción fraccional. A continuación se presenta el procedimiento para encontrar una relación con la que se pueda valorar la eficiencia de remoción fraccional para placas paralelas y tubos circulares.

La figura 1-11 muestra un sistema de placas paralelas utilizado como dispositivo de sedimentación. Se asume que todas las partículas suspendidas tienen la misma velocidad de caída y el correspondiente valor de S es menor que el valor S_c del sistema. Consideremos la trayectoria de la partícula J , la cual inicia su recorrido en el sistema en E_0 , a la entrada, y termina en E_2 , al final del dispositivo. q_1 es la porción del flujo total Q que entra al dispositivo abajo de E_0 y q_2 es la porción remanente que entra arriba en E_0 (ver figura 1-11). Las partículas suspendidas en q_1 serán removidas completamente en el sedimentador pues sus trayectorias terminan entre E_1 y E_2 . Por otro lado, las partículas suspendidas en q_2 se mantendrán suspendidas en el flujo. La eficiencia de remoción fraccional (ERF) es entonces,

$$ERF = \frac{\int_0^y u dy}{v_0 L} = \int_0^Y \frac{u}{v_0} dY \quad (1-41)$$

Sustituyendo la ecuación 1-23 en la ecuación 1-41 e integrando, se obtiene:

$$ERF = 3Y^2 - 2Y^3 \quad (1-42)$$

Sustituyendo las siguientes condiciones límites para la trayectoria J en la ecuación 1-6,

$$X = 0 \quad Y = Y \quad (1-43)$$

$$X = L \quad Y = 0 \quad (1-44)$$

se obtiene el siguiente resultado:

$$3Y^2 - 2Y^3 = \frac{v_s}{v_0} L \quad (1-45)$$

Por lo tanto, para platos paralelos horizontales,

$$ERF = \frac{v_s}{v_0} L = S \quad (1-46)$$

La ecuación 1-46 indica que la fracción removida es igual al valor S de la partícula suspendida.

El valor de la eficiencia de remoción fraccional para tubos circulares horizontales se puede encontrar mediante la siguiente relación:

$$ERF = \frac{\int_0^A u dA}{v_0 A_1} = \int_0^{\bar{A}} \frac{u}{v_0} d\bar{A} \quad (1-47)$$

donde A es el área transversal del tubo sedimentador y es proporcional a y , la altura de la entrada de la partícula límite de la cual se quiere saber su eficiencia de remoción fraccional; A_1 es el área transversal total del tubo y \bar{A} es A/A_1 . Yao presenta el resultado de este desarrollo matemático, el cual es el siguiente:

$$ERF = 1 + \frac{2}{\pi} (2 \alpha^3 \beta - \alpha \beta - \text{sen}^{-1} \beta) \quad (1-48)$$

donde

$$\alpha = \left(\frac{3}{4} S \right)^{1/3}$$

$$\beta = \sqrt{1 - \alpha^2}$$

$$S = \frac{v_s}{v_o} L \quad (\text{puesto que } \theta = 0)$$

La ecuación 1-48 indica que la eficiencia de remoción fraccional es únicamente una función del valor S . Esto indica la utilidad del valor S para caracterizar la eficiencia teórica de los dispositivos de Sedimentación de Alta Carga Superficial.

La figura 1-12 es la gráfica de las ecuaciones 1-46 y 1-48. Se observa que la eficiencia de remoción fraccional es menor que la unidad para $S = 1$ en el caso de tubos circulares, puesto que $S_c = 4/3$ para estos dispositivos. En resumen, los tubos circulares tienen mejor eficiencia que

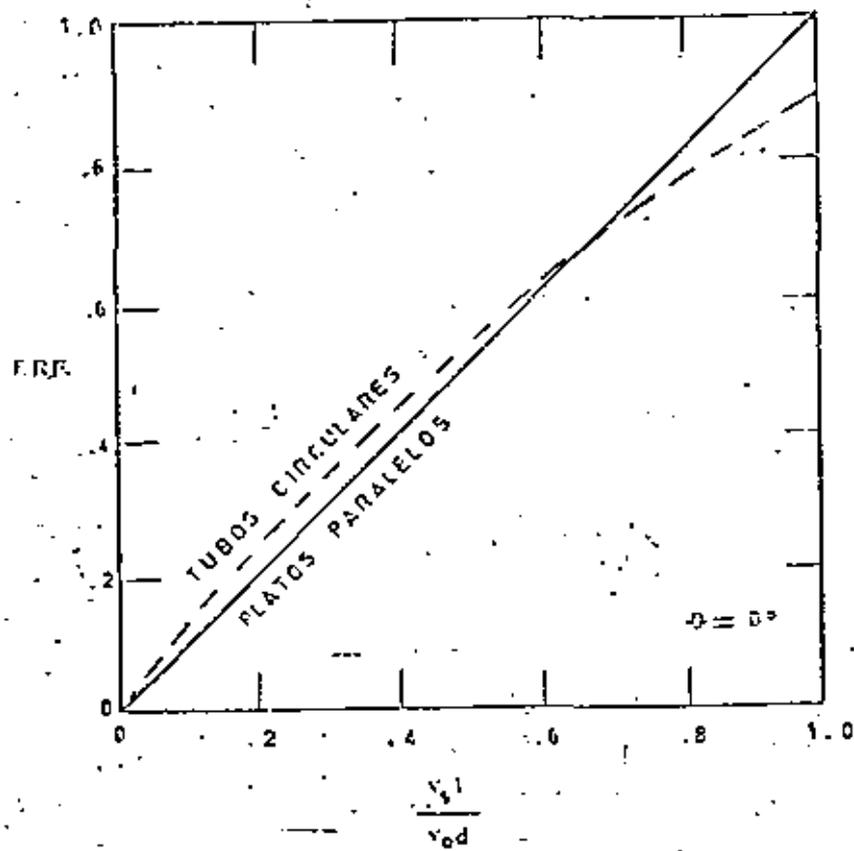


Fig. 1-12 Eficiencia de Remoción Fraccional
contra el valor S (Gad°).

los platos paralelos, para partículas pequeñas y ligeras.

2. INVESTIGACION PRACTICA.

La teoría propuesta por Hazen en 1904, respecto al aumento de la eficiencia y/o de la capacidad de un sedimentador dado mediante el aumento del área superficial con charolas horizontales colocadas a lo largo de su sección transversal, no se había podido aplicar con éxito, a pesar de los muchos intentos realizados, debido al problema de remoción de lodos que el mismo Hazen predijo. Fue hasta la década de los años sesenta cuando Culp y sus colaboradores descubrieron, mediante un laborioso proceso de investigación, los métodos para la aplicación práctica de esta teoría. Además estudiaron, sin contar aún con el análisis teórico de Yao, el comportamiento de los diferentes elementos de este sistema de sedimentación ante diferentes calidades de aguas y aguas de desecho, y diseñaron los primeros Sedimentadores de Alta Carga Superficial que pudieron operar con buenos resultados prácticos, controlando y analizando después sus comportamientos de operación.

Posteriormente, ya con las bases del análisis teórico de Yao, otros investigadores han realizado estudios experimentales y prácticos que han conducido a evaluar estos sistemas de sedimentación.

La investigación realizada se puede clasificar, de acuerdo a los objetivos perseguidos, en tres tipos: 1). con tubos individuales, con fines

únicamente de investigación; 2). modelos a escala, con fines de investigación y de evaluación de parámetros de diseño; y 3). análisis de resultados en operación de plantas.

El presente capítulo es un resumen de las principales investigaciones reportadas, tratando de agrupar las conclusiones de interés general de cada estudio en un cúmulo de experiencias que sirvan como guías generales de diseño.

2.1. - EXPERIMENTACION.

Con el fin de evaluar la eficiencia de los tubos como dispositivos de sedimentación, Hansen y Culp empezaron en 1964 un estudio experimental que los llevó a resolver los problemas que, hasta entonces, habían imposibilitado su aplicación. Impulsados por los alentadores resultados de este estudio, continuaron experimentando, descubriendo el efecto de autolimpieza cuando los tubos se inclinan a un ángulo de 60 grados con respecto a la horizontal. Además, resolvieron el problema de distribución de flujo utilizando, precisamente, conductos tubulares para la sedimentación.

Posteriormente Chen condujo un extensivo estudio experimental para evaluar los diferentes parámetros que influyen en este tipo de sedimentación, tomando como base el análisis teórico de Yao.

2.1.1. - TUBOS INDIVIDUALES.

En la figura 2-1 se muestra el aparato del primer estudio de Culp, con el que se examinaron las variables físicas de los tubos ante diferentes velocidades de flujo, niveles de turbiedad aplicada y dosificaciones de químicos. Estas variables solo fueron la longitud y el diámetro de los tubos, pues se ignoraban los beneficios que se podrían obtener al inclinarlos a un determinado ángulo. Los diámetros de los tubos estudiados fueron de 0.5, 1, 2 y 4 pulgadas y las longitudes de 2, 4 y 8 pies. Se introdujo agua floculada en la cámara de entrada en tres puntos diferentes para prevenir áreas muertas, controlando el flujo en cada tubo mediante una válvula colocada a su salida. Se utilizó agua de la llave del laboratorio a la que se agregó una mezcla hecha con tierra finamente dividida rica en arcilla, controlando cuidadosamente su turbiedad. Se agregó sulfato de aluminio y un polielectrolito antes del floculador. Los resultados de estas pruebas se muestran en las figuras 2-2, 2-3, 2-4, 2-5 y 2-6.

De estas figuras se puede concluir que los tubos con diámetros relativamente pequeños y longitudes de 2 a 4 pies proporcionan muy buenas eficiencias de sedimentación con tiempos de retención menores de 6 minutos. Los factores que afectan la eficiencia de los tubos son su longitud y su diámetro, la velocidad de flujo del agua, la naturaleza y concentraciones de

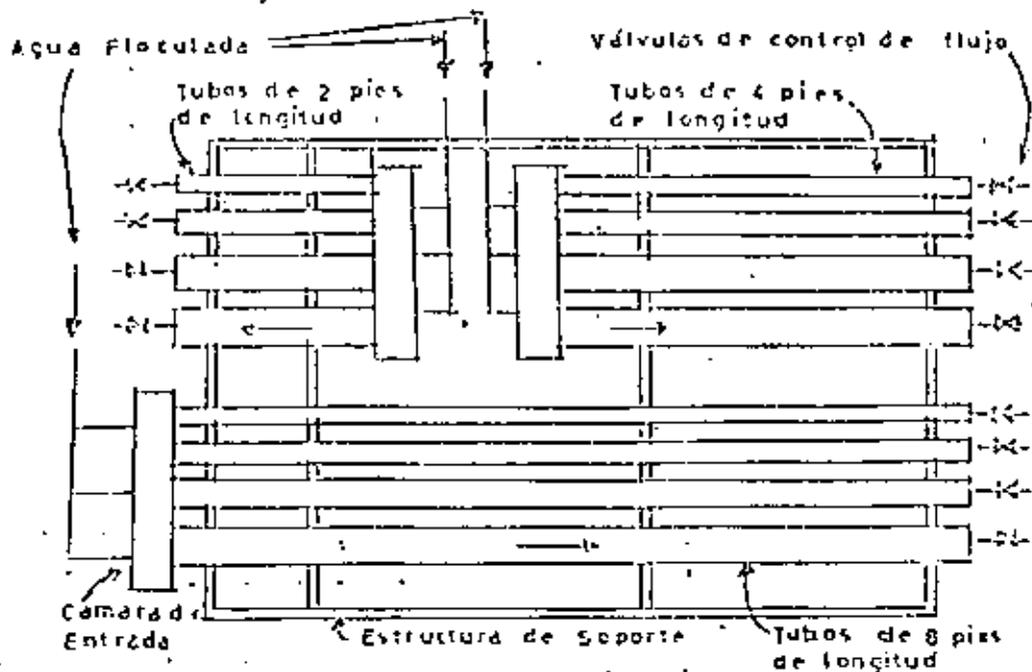


Fig. 2-1.- Diagrama esquemático del aparato usado por Culp y sus colaboradores en sus estudios iniciales-

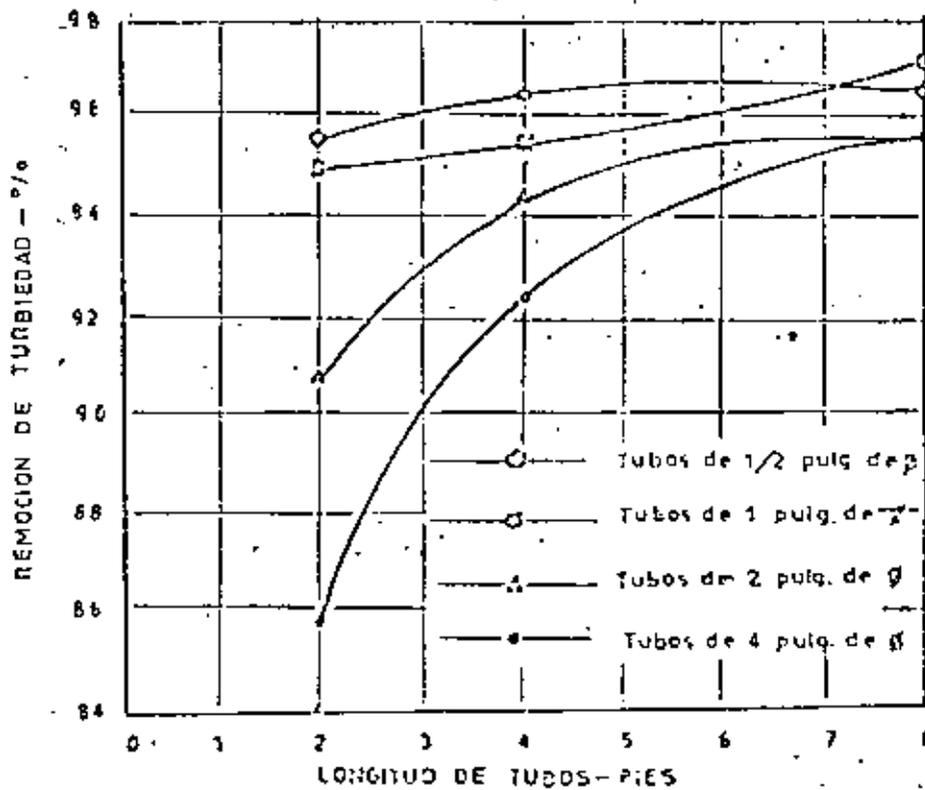


FIG. 2-2.- Efecto de la longitud de los tubos sobre la eficiencia de sedimentación

Rapidez de flujo, 2 gal/m².p.e²; diámetro, 60 mg/l; tiempo de flocculación, 20 min; turbiedad influyente promedio, 150 u/l; no se agregó polielectrolito.

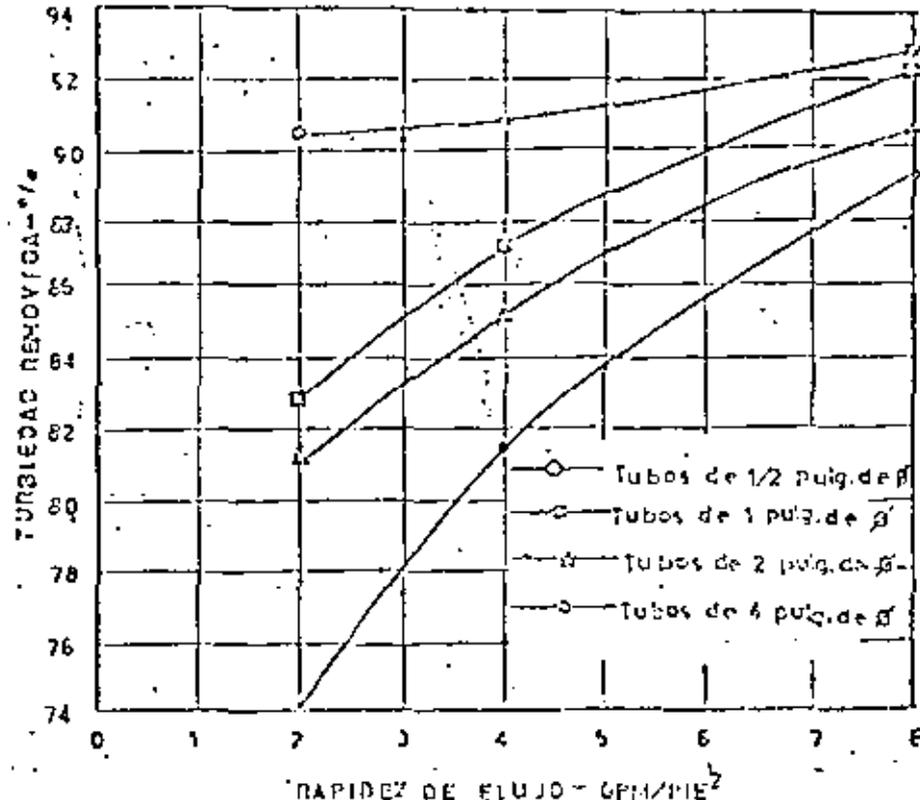


FIG. 2-3. Efecto de la longitud del tubo sobre la eficiencia de sedimentación.
 450 gpm/PIE²; alumbre 100 mg/l; polielectrolito 0.5 mg/l; 450 UTJ.

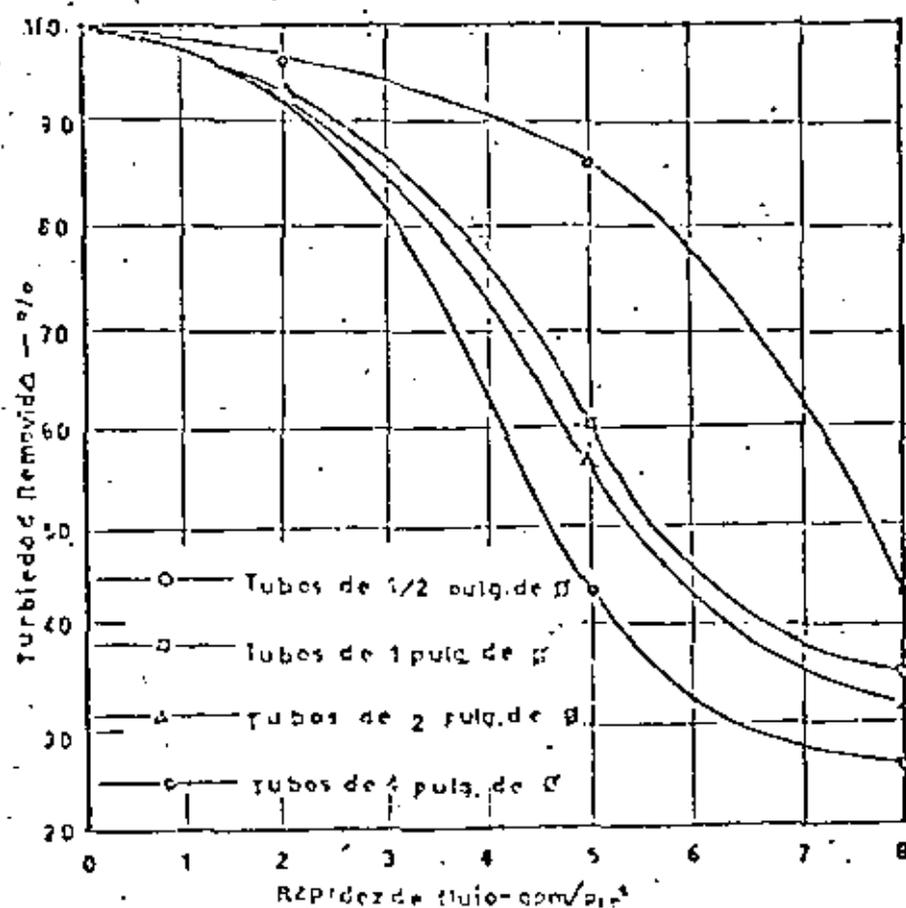


FIG. 2-7. Efecto de la rapidez de flujo sobre la eficiencia de sedimentación.

Longitud del tubo 4 pies; Alumbre 100 mg/l; Turbiedad 450 UTJ.

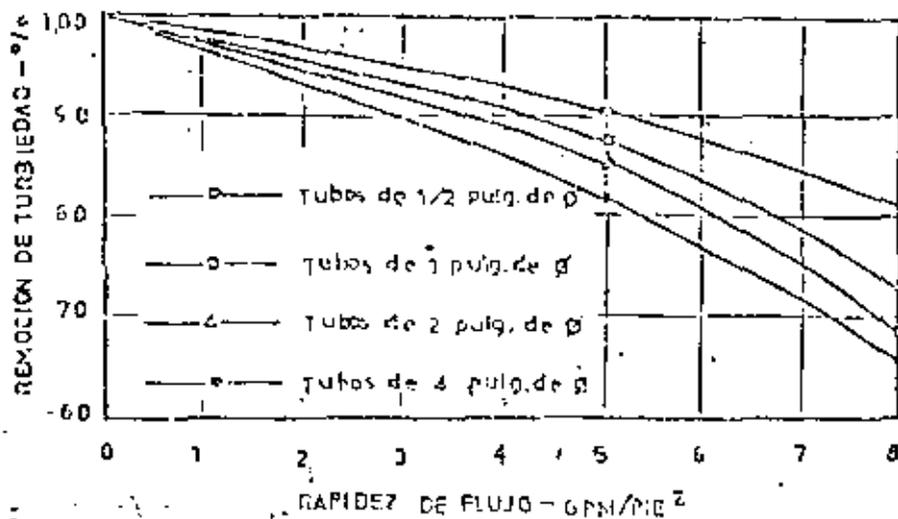


FIG. 2-5: Efecto de la Rapidez de Flujo sobre la Eficiencia de Sedimentación

Condiciones iguales a las de la figura 1-4, excepto que se agregó 0.5 mg/l de polielectrolito.

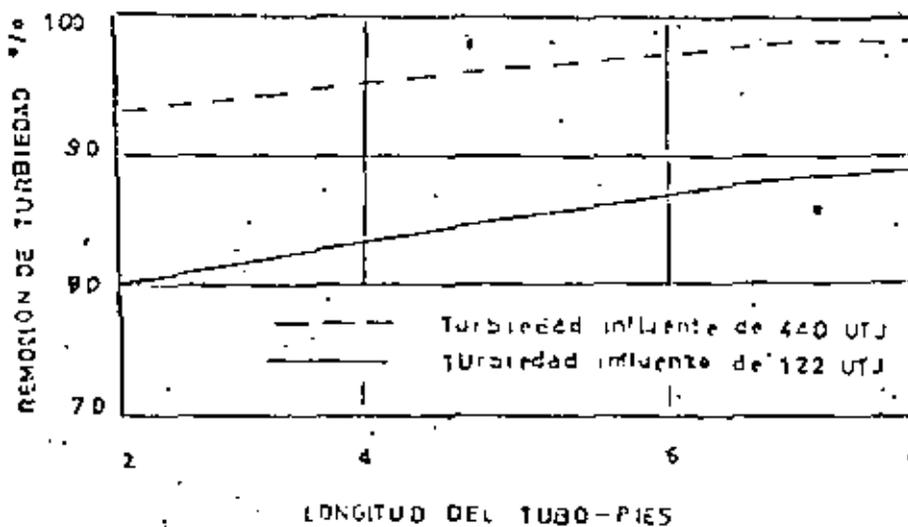


FIG. 2-6. Efecto de la Turbiedad Influyente sobre la Eficiencia de Sedimentación.

Rapidez de flujo, 2 gpm/pie²; alumbre, 100 mg/l a 440 UTJ y 80 mg/l a 122 UTJ; diámetro del tubo, 1 pulg; no se agregó polielectrolito.

la materia sedimentable y la naturaleza y cantidad de los químicos agregados.

Para los intervalos estudiados de longitud y diámetro de los tubos, de velocidad de flujo, turbiedad del agua y químicos agregados se observó que se puede contar con un mínimo de 24 horas de almacenamiento de lodos en los tubos, antes de tener que ser removidos. Los lodos acumulados se pueden retirar rápidamente por drenado periódico de los tubos, si se inclinan un ángulo de 5 grados en la dirección del flujo.

Después de esta investigación, Culp y sus colaboradores procedieron a estudiar los efectos de la inclinación de los tubos sobre la eficiencia de sedimentación para lo que se construyó un aparato similar al mostrado en la figura 2-7. Las pruebas iniciales se realizaron con cinco tubos individuales inclinados a ángulos de 0, 5, 20, 45 y 90 grados.

Algunos de los datos de eficiencia de sedimentación de los tubos a varios ángulos de inclinación se resumen en la figura 2-8. El aumento de la eficiencia de remoción de turbiedad que se observa en esta figura después de los 10 grados de inclinación, parece deberse a que con la inclinación los lodos empiezan a moverse hacia abajo provocando una floculación adicional con los flocs que van con movimiento ascendente.

Con los datos anteriores se procedió a investigar la inclinación óptima para efecto de autolimpieza, colocando los tubos del dispositivo de

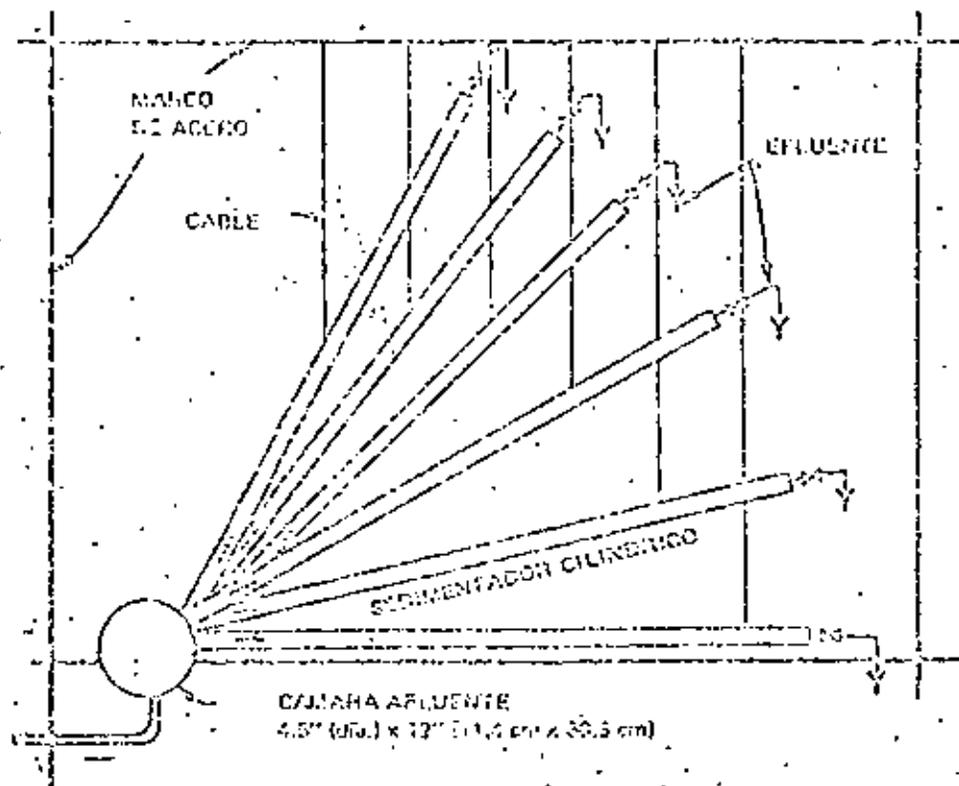


Fig. 2-7 ESQUEMA DE LOS SEDIMENTADORES CILINDRICOS USADOS EN EL ESTUDIO EXPERIMENTAL

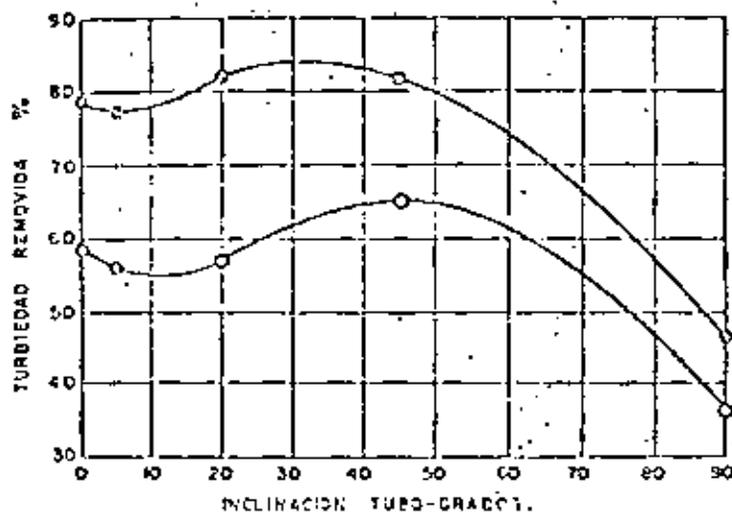


Fig. 2-8 Efecto de la inclinación del tubo en la eficiencia de los sedimentadores - Los tubos usados tenían 1" de diámetro y 4 pies de largo

la figura 2-8 a ángulos de 35, 40, 45 y 60 grados, encontrándose que la acción de autolimpieza se efectúa cuando θ se encuentra entre 45 y 60 grados y que la pérdida de eficiencia con esta inclinación es poco considerable.

Posteriormente Yao presentó su análisis teórico, relacionando en una ecuación general las variables del dispositivo sedimentador, las condiciones del flujo y las características del material a sedimentar. Con esta base Chen condujo un extensivo estudio experimental de sedimentadores con tubos con flujo ascendente, utilizando un conjunto como el de la figura 2-7, descrito anteriormente por Culp. Se experimentó con cuatro tamaños de tubos, 0.5, 1, 2 y 3 pulgadas (13, 25, 51 y 76 mm), tres longitudes de tubos, 2, 3 y 5 pies (0.6, 0.9 y 1.5 m), y cuatro velocidades de flujo, 0.27, 0.54, 0.80 y 1.07 pies/seg (0.08, 0.16, 0.24 y 0.33 m/min). Se hicieron carreras que involucraban combinaciones de estas variables con cada turbiedad dada de agua y con cada grado de inclinación de tubos.

El agua cruda se tomó de un canal de irrigación con una turbiedad que varió entre 15 y 30 mg/l durante el período de estudio. Se usó suspensión de caolinita para graduar la turbiedad al nivel deseado. El promedio de la dosificación de sulfato de aluminio fue 20 mg/l expresado como $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14 \text{H}_2\text{O}$.

Se hicieron tres conjuntos de carreras. El primero se hizo con

un ángulo constante de inclinación de 60 grados. Se estudiaron diez concentraciones diferentes de turbiedad de agua cruda: 15, 20, 25, 35, 40, 50, 60, 70, 80 y 90 mg/l. En total se hicieron 480 carreras.

En el segundo conjunto de carreras la turbiedad del agua cruda se mantuvo constante e igual a 50 mg/l. Se estudiaron seis ángulos diferentes de inclinación: 0, 15, 30, 45, 60 y 75 grados. Este conjunto incluyó 288 carreras.

Las condiciones para el tercer conjunto de carreras fueron las mismas que para las del segundo, excépto que la turbiedad del agua cruda se mantuvo en 30 mg/l.

La extensión de las cargas superficiales basadas en la ecuación 1-34 fue de 80 a casi 5,000 gpd/p² EE.UU. (3.3 a 200 mcd/m²). El número de Reynolds fue aproximadamente de 15 a 370. La escala de las longitudes relativas fue de 8 a 120. En la aplicación de dichos resultados para usos prácticos se debería dar adecuada consideración a las condiciones bajo las cuales éstos se obtuvieron.

Se empleó una computadora digital en el procesamiento de los resultados. Se escogió un intervalo de 200 EE.UU. gpd/p² (8.2 mcd/m²) en el procesamiento de datos y se usó el promedio de todas las lecturas que cayeron en cada intervalo para obtener los resultados.

CARGA SUPERFICIAL CONTRA EFICIENCIA.

La figura 2-9 presenta los resultados datos por la computadora para todas las carreras y muestra la eficiencia en la remoción de turbiedad con varias cargas superficiales equivalentes. Como era de esperarse la eficiencia de remoción disminuye con el aumento de carga superficial.

Con los resultados mostrados en la figura 2-9 es ahora posible, dentro de los límites de los experimentos, comparar el funcionamiento de los Sedimentadores de Alta Carga Superficial con el de los tanques de sedimentación convencionales. Para comenzar se asume que, bajo diseños y condiciones de manejo normales, la velocidad de asentamiento de las partículas de flóculos de aluminio y hierro es de casi 1,760.gpd/p² EE.UU. (72 mcd/m²). Usando las curvas de eficiencia desarrolladas por Hazen y la carga superficial para partículas de flóculos mencionada anteriormente, se construyeron tres curvas de eficiencia de remoción de turbiedad para tanques sedimentadores convencionales, como se muestra en la figura 2-10. El valor (n) en la figura 2-10 indica el funcionamiento del tanque: n = 0 para funcionamiento óptimo, n = 1/3 para un buen funcionamiento y n = 1 para un funcionamiento muy pobre. La curva de eficiencia de remoción experimental para los sedimentadores cilíndricos se muestra también con fines comparativos.

La figura 2-10 indica muchos puntos interesantes. Con una car-

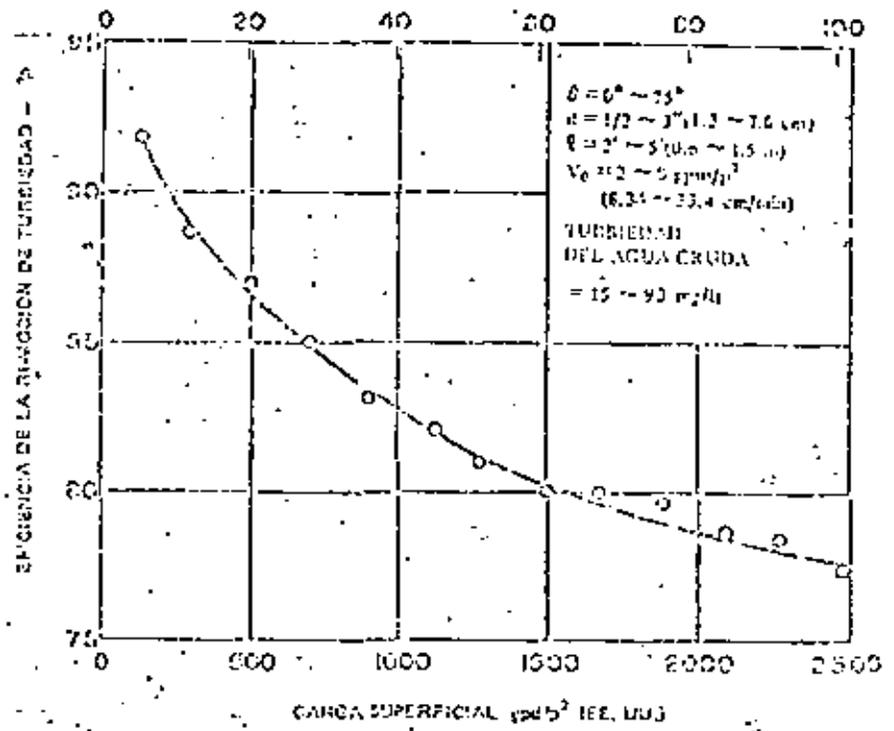


Fig. 2-9 CURVAS EXPERIMENTALES DE EFICIENCIA DE SEDIMENTADORES CILINDRICOS

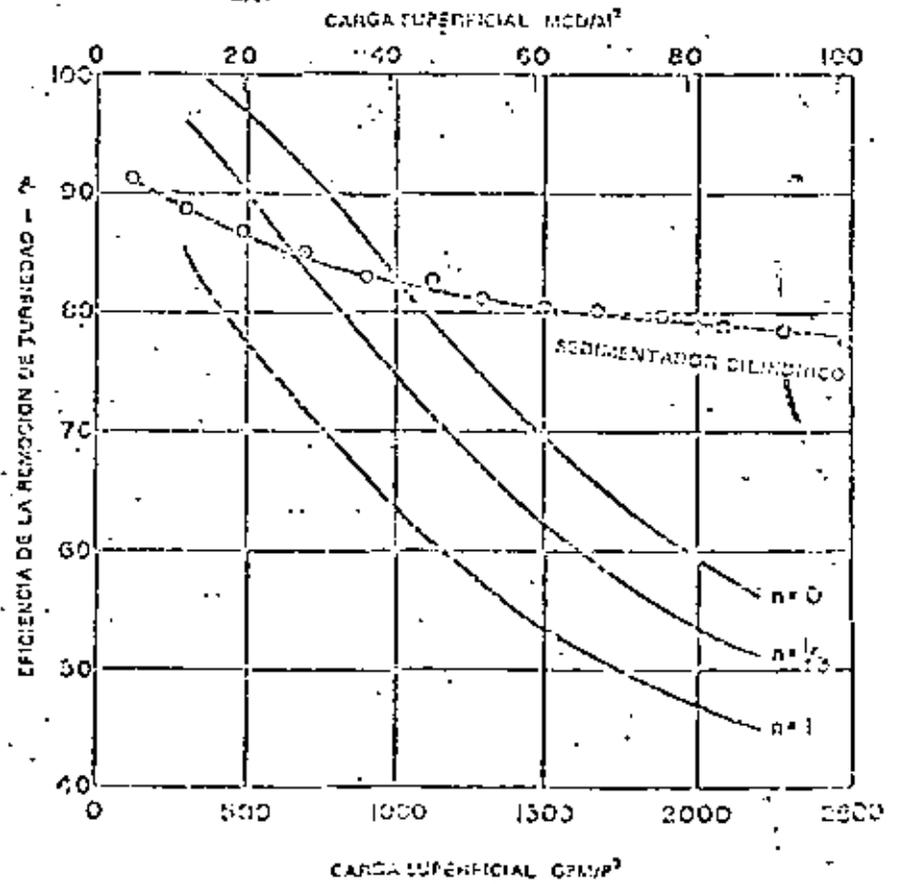


Fig. 2-10 COMPARACION DEL DISEÑO ENTRE SEDIMENTADORES CONICOS Y CILINDRICOS

ga superficial mayor de 1,000 EE.UU. gpd/p^2 (10.7 mcd/m^2), la eficiencia de los sedimentadores cilíndricos excede a la de los tanques de sedimentación convencionales de óptimo funcionamiento. Con una carga superficial mayor de casi 700 gpd/p^2 EE.UU. (28.5 mcd/m^2), la eficiencia de los sedimentadores cilíndricos es mejor que la de los tanques de sedimentación convencionales de buen funcionamiento. A medida que la carga superficial disminuye, el mejoramiento en el funcionamiento del sedimentador tiende a ser menos rápido que en el caso de tanques de sedimentación convencionales. Si una carga superficial de 800 gpd/p^2 EE.UU. (32.6 mcd/m^2) diseñada para un tanque sedimentador convencional de buen funcionamiento es considerada aceptable; se puede lograr entonces una eficiencia similar con sedimentadores de alta carga superficial que trabajen con una carga de 1500 EE.UU. gpd/p^2 (61 mcd/m^2). En consecuencia, si se aplican los criterios de carga superficial utilizados en los tanques de sedimentación convencionales a los Sedimentadores de Alta Carga Superficial, estos últimos deberían dar mejor rendimiento dentro de la escala de diseño de cargas superficiales.

Un hecho notable en la comparación de los funcionamientos es la manera cómo la eficiencia varía con la carga superficial. En los tanques de sedimentación convencionales una ligera sobrecarga podría significar una disminución drástica en la eficiencia. Por ejemplo, considérese un tanque de sedimentación de buen funcionamiento que tiene una carga superficial de 800 gpd/p^2 EE.UU. (32.6 mcd/m^2). De acuerdo con la figura 2-10, la efi-

ciencia de remoción será de alrededor del 80%. Si el tanque se sobrecarga en 150% de su capacidad de diseño, la eficiencia baja a casi 69.5%. En condiciones similares, el cambio en eficiencia en los sedimentadores circulares sería de 83.5 al 81.5 por ciento. Esto muestra que un sistema de Sedimentación de Alta Carga Superficial es capaz de absorber sobrecarga sin sacrificar mucho la eficiencia de remoción.

La curva de eficiencia del sedimentador cilíndrico presentada en las figuras 2-9 y 2-10 puede muy bien ser conservadora, en vista de la turbiedad relativamente baja del agua cruda usada en los ensayos. Es un hecho experimentalmente establecido que el porcentaje de la eficiencia de remoción de los sedimentadores de flujo ascendente de alta carga superficial mejora con la turbiedad del agua cruda. Este punto será discutido en la siguiente sección.

EFECTOS DE LA TURBIEDAD EN LA EFICIENCIA.

La figura 2-11 presenta las curvas de eficiencia de remoción para tres niveles diferentes de turbiedad del agua cruda: 30, 50 y 90 mg/l. La figura 2-11 demuestra que la eficiencia de remoción aumenta con la turbiedad del agua cruda para todas las cargas superficiales. Las razones para esta mejora en eficiencia podrían ser la mejor floculación antes de la sedimentación y la mejor recolección de partículas durante la sedimentación. Ambas se traducen en partículas de flóculos más pesados o más grandes.

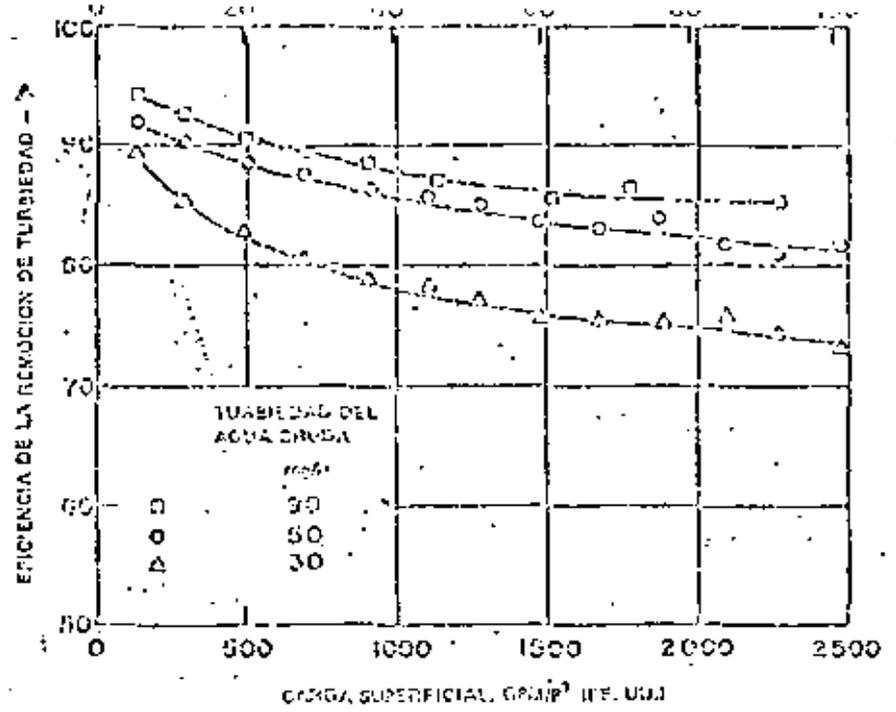


Fig. 2-11 EFECTO DE LA TURBIDAD DEL AGUA CRUDA EN LA EFICIENCIA DE LOS SEDIMENTADORES CILINDRICOS

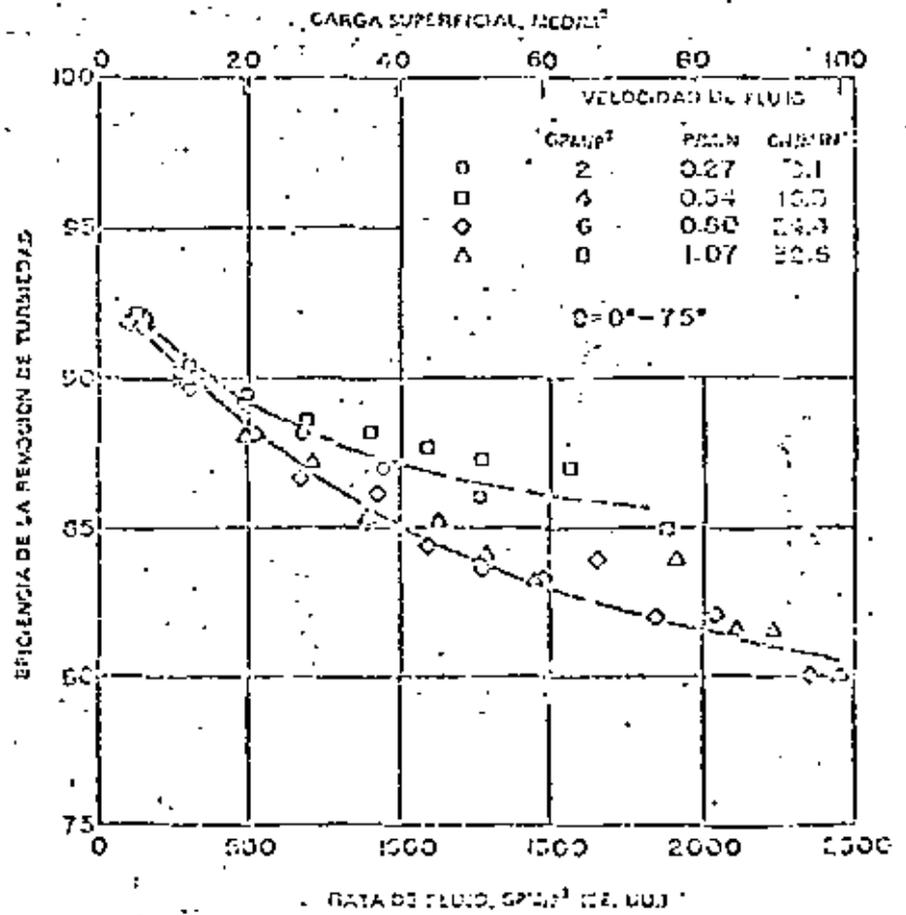


Fig. 2-12 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE FLUIDO EN LA EFICIENCIA DE LOS SEDIMENTADORES CILINDRICOS MONTESSA DEL ZONA CRUDA # 10000

- EFECTO DE LA VELOCIDAD DE FLUJO EN LA EFICIENCIA.

La figura 2-12 muestra el efecto de la velocidad en el funcionamiento de sedimentadores cilíndricos con una turbiedad de agua cruda de 50 mg/l. Parece que los sedimentadores con velocidades de flujo menores de 4 gpm/p² ó 0.54 p/min (16.3 cm/min) tienden a funcionar mejor que aquéllos con velocidades mayores que 6 gpm/p² ó 0.80 p/min (24.4 cm/min), especialmente con altas cargas superficiales. Como se muestra en la figura 2-13, el efecto es aun más pronunciado para una turbiedad de agua cruda de 30 mg/l. Las dos líneas de puntos en las figuras 2-12 y 2-13 representan las curvas de eficiencia promedio para sedimentadores cilíndricos con velocidades de flujo iguales a 0.54 p/min (16.3 cm/min) la inferior a 0.80 p/min (24.4 cm/min) la superior. Nótese que no existen diferencias apreciables en eficiencia entre sedimentadores con velocidades de flujo de 0.80 y 1.07 p/min (24.42 y 32.56 cm/min). Lo mismo es cierto para sedimentadores con las dos cargas superficiales inferiores con una turbiedad de agua cruda de 30 mg/l. No se puede dar ninguna explicación de por qué con altas cargas superficiales y velocidad de flujo de 0.54 p/min (16.28 cm/min) siempre se obtiene un funcionamiento ligeramente mejor que el que se consigue con una velocidad de flujo de 0.27 p/min (8.14 cm/min).

De acuerdo a los resultados experimentales presentados en las figuras 2-12 y 2-13, una velocidad de flujo de aproximadamente 0.6 p/min -

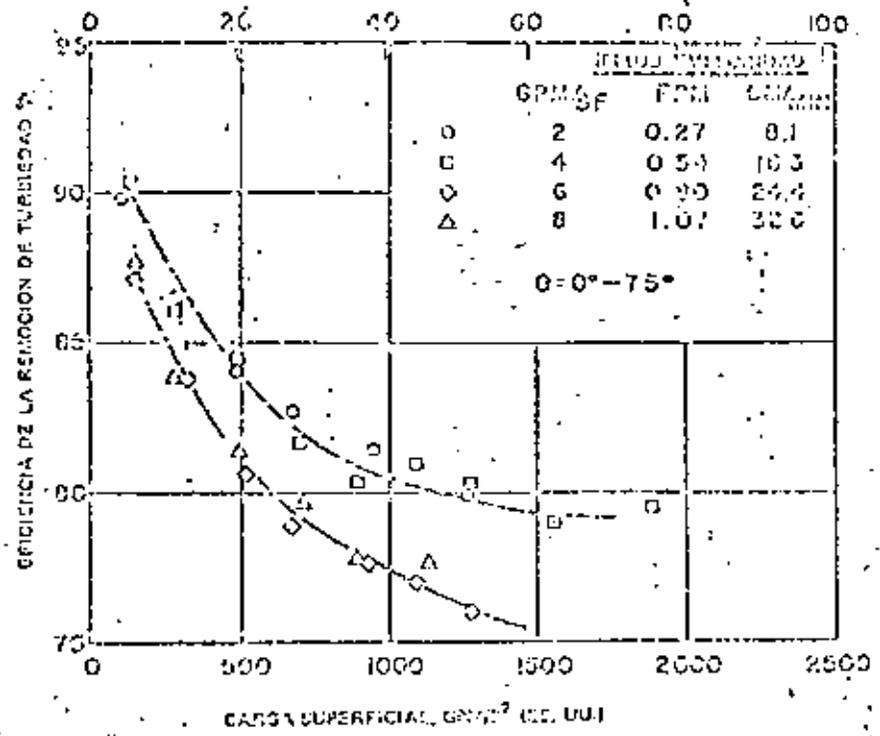


Fig. 2-13 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE FLUIDO EN LA EFICIENCIA DE LOS SEDIMENTADORES CILINDRICOS (TURBIDEAD DEL AGUA CRUDA = 20 mg/l)

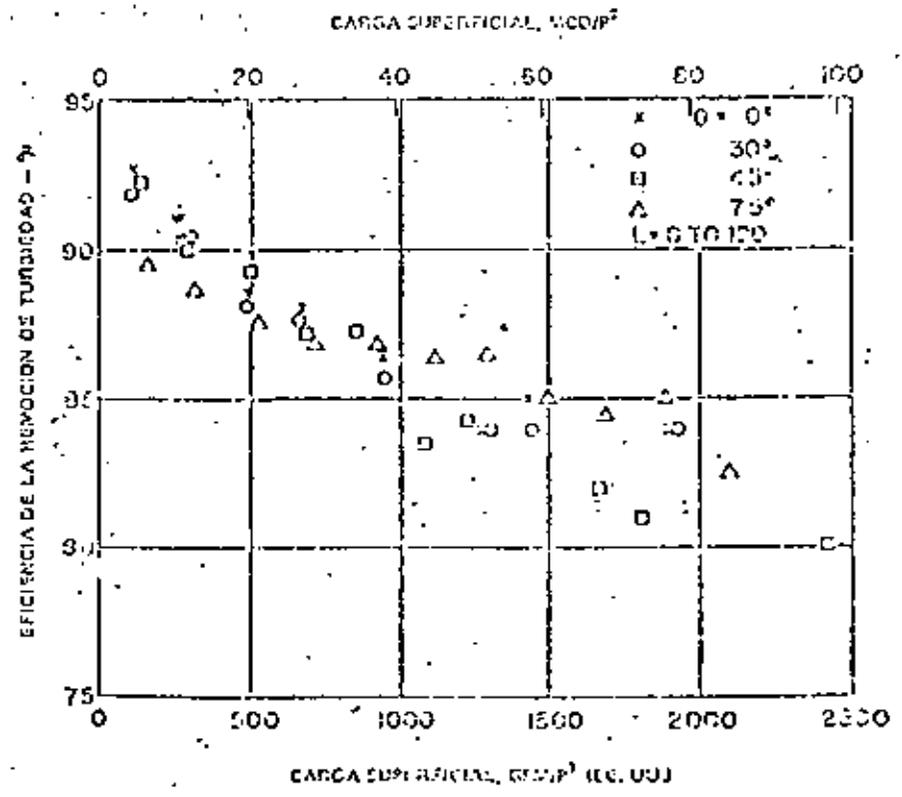


Fig. 2-14 CARGA SUPERFICIAL VERSUS EFICIENCIA PARA DIFERENTES ANGULOS DE INCLINACION

(18.3 cm/min) o menos en el diseño de sedimentadores, parece dar mejor rendimiento, especialmente cuando la turbiedad del agua cruda es relativamente baja.

- OTRAS VARIABLES.

Como se indica en la ecuación 1-36, el parámetro "carga superficial equivalente" incorpora casi todas las variables físicas normalmente consideradas en el diseño de un sistema de sedimentación de Alta Carga Superficial. Sin embargo, como en el caso de la velocidad de flujo, puede también dársele límites a otras variables de diseño para asegurar un buen funcionamiento. Esta sección trata de las otras dos variables en la ecuación 1-36: L y θ .

La figura 2-14 presenta la eficiencia de los sedimentadores cilíndricos contra la carga superficial equivalente a diferentes ángulos de inclinación para una turbiedad de agua cruda de 50 mg/l. No aparece allí ninguna tendencia definida que indique que la eficiencia del sedimentador pudiera ser afectada adversamente si el ángulo de inclinación excediese cierto límite, por lo menos dentro de la escala estudiada. Esto significa que, computando la carga superficial de la ecuación 1-36, el efecto del ángulo de inclinación ha sido debidamente considerado y que en el diseño práctico no se necesita ninguna consideración adicional.

La figura 2-15 presenta la eficiencia de sedimentadores cilíndricos contra la carga superficial equivalente con diferentes valores de L , longitud relativa. La figura 2-15 indica que, como en el caso del ángulo de inclinación, la carga superficial computada en la ecuación 1-36 ha incorporado la influencia de la longitud relativa y no se necesitan consideraciones adicionales, por lo menos dentro de la escala experimental de L .

2.1.2. - MODELOS A ESCALA.

Con fines únicamente de experimentación, Culp y Hansen realizaron una evaluación de la distribución del flujo en una unidad multitubular de 1 pie cuadrado, con tubos exagonales de 4 pies de longitud y 2 pulgadas de profundidad; encontrándose que el uso de tubos de pequeño tamaño proporciona una adecuada distribución de flujo, no afectando las condiciones de entrada y salida, el depósito de lodos.

Además, procedieron a realizar pruebas con una planta de escala consistente de un floculador, un sedimentador contubos y un filtro con medio mezclado. La figura 2-16 muestra un diagrama esquemático de esta unidad. Se usaron alternativamente tubos de 4 y 2 pies de longitud y de 1 y 1.5 pulgadas de profundidad respectivamente, con un área final de tubos de profundidad respectivamente, con un área final de tubos de 7 pies cuadra

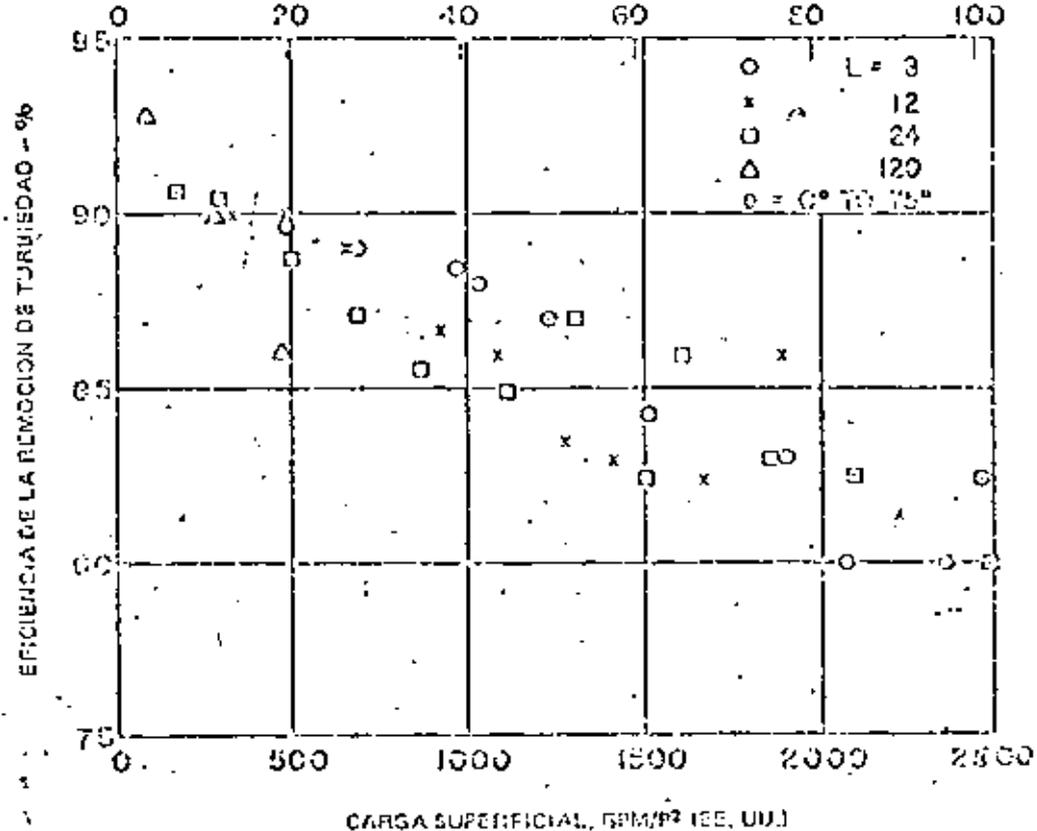


Fig. 2-15. CARGA SUPERFICIAL VERSUS EFICIENCIA PARA DIFERENTES VALORES DE L (TURBIDAD DEL AGUA CRUDA = 500)

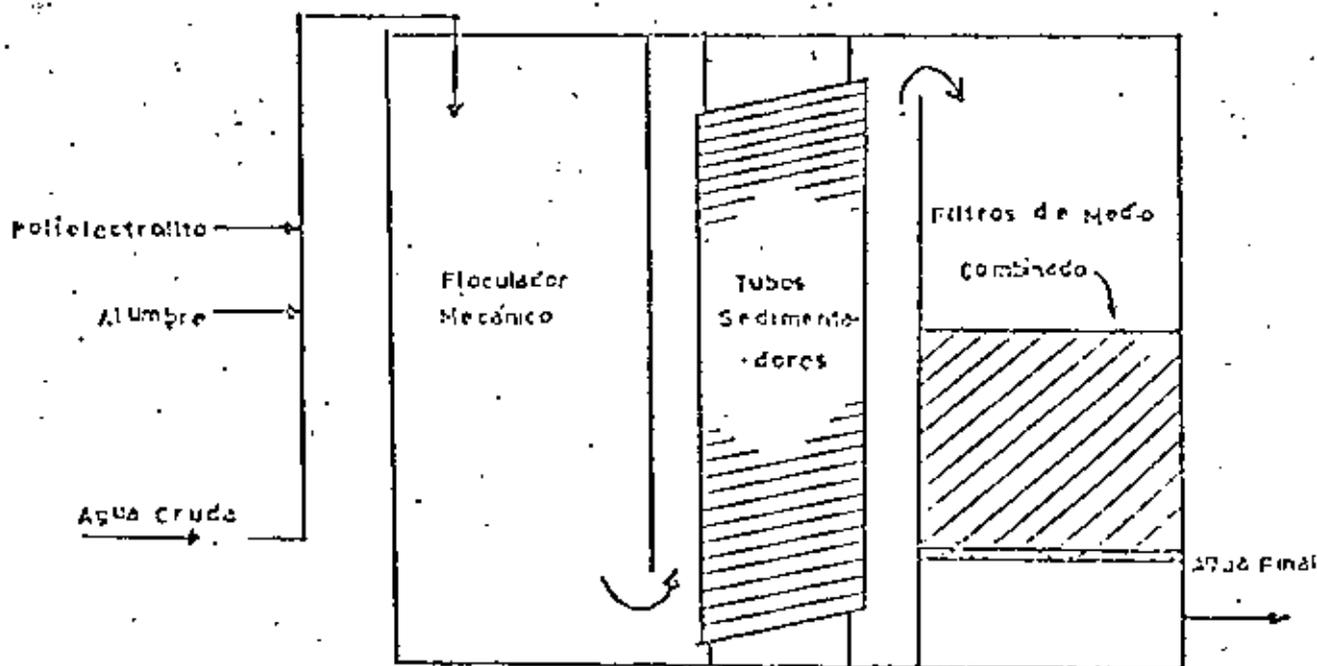
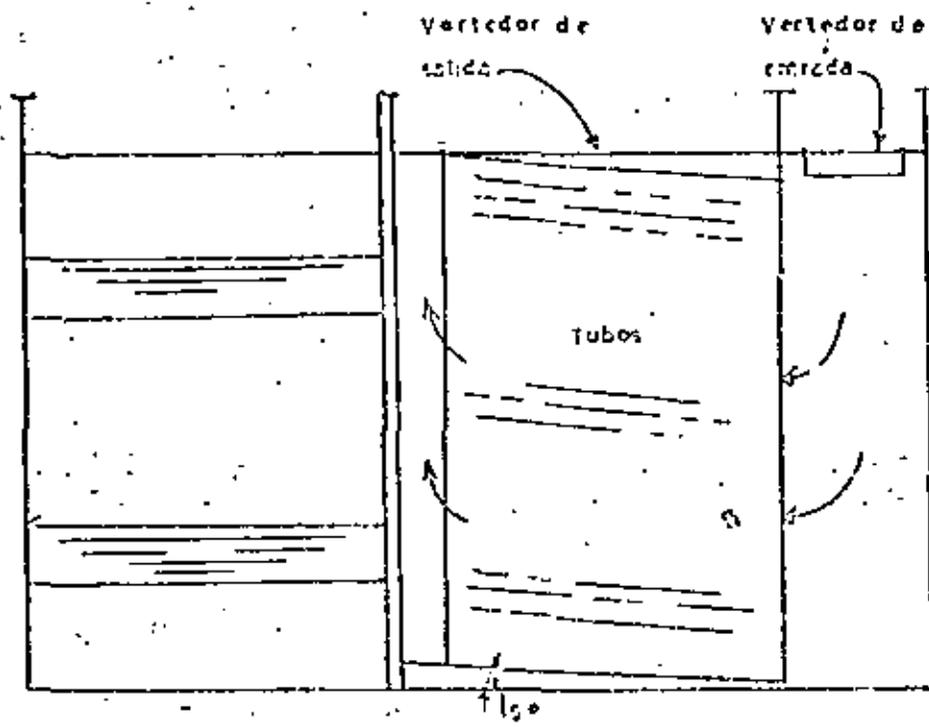


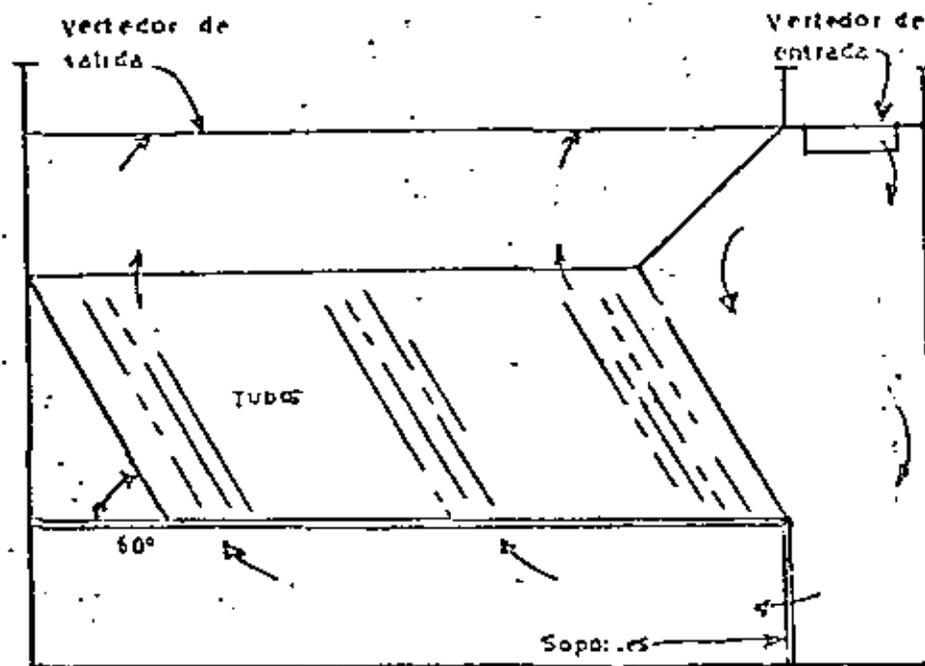
Fig. 2-16.- Diagrama del aparato usado en las pruebas de campo de tubos esencialmente horizontales.

dos. Esta unidad fue transportada a varias localidades donde se pudo evaluar para diferentes tipos de aguas y tratamientos, observándose que en todos estos casos, usando tubos de 1 pie y 1 pulgada, se obtuvieron eficiencias de remoción mayores del 90%. Además se obtuvieron carreras de filtración entre 18 y 26 horas dependiendo del tipo del agua y de los agregados químicos utilizados.

Al descubrir la propiedad de autolimpieza de los tubos al inclinarlos a 60 grados Culp y sus colaboradores procedieron a hacer una evaluación de campo con una planta modelo, cuyo diagrama se muestra en la figura 2-17. La planta fue valorada con tubos de 2 pies de longitud y 1.5 pulgadas de diámetro, para ángulos de 5 y 60 grados. La instalación de los tubos fue tal que, tanto para el arreglo a 60 grados como para el de 5 grados, las condiciones de entrada y salida del flujo y el área total de entrada a los tubos fueran las mismas. Para filtrar el agua sedimentada se usó un filtro de medio múltiple (carbón, arena y granate). Se aplicaron velocidades de flujo entre 3.7 y 5 gpm/pie² para 5 grados y entre 5.0 y 8.5 gpm/pie² para 60 grados; la turbiedad varió entre 230 y 290 unidades Jackson de turbiedad (UTJ); se usó alumbre como coagulante. La remoción sin ayuda de polielectrolitos osciló entre 26 y 45 UTJ y con dosificaciones de polielectrolito de 0.2 mg/l, agregados antes del floculador, la turbiedad efluente varió de 6 a 16 UTJ.



(a)



(b)

Fig. 2-17.- Aparato usado para evaluar los tubos a 5° y 60° .

Comparando los dos sistemas se observó que los tubos inclinados a 60 grados dan mejor eficiencia trabajando con las mismas condiciones. Por ejemplo, con una carga de 5 gpm/pie², 2 mg/l de polielectrolito y 250 UFJ se obtuvieron turbiedades efluentes de 21 para el sistema a 5 grados y de 6 para el sistema a 60 grados. En todas las corridas se obtuvieron efluentes compatibles con el funcionamiento de los filtros, obteniéndose siempre corridas de filtración de más de 18 horas.

Con fines de diseño, los modelos a escala han demostrado dar una idea clara y precisa de los ulteriores comportamientos a escala natural de los procesos seleccionados. Con ellos se puede justificar la selección de un tratamiento determinado y obtener los diferentes parámetros de diseño para el agua a tratarse. A continuación se presentan tres ejemplos de plantas a escala usadas con esta finalidad:

La figura 2-18 ilustra esquemáticamente el arreglo adoptado en la planta a escala en las instalaciones del Instituto Venezolano de Petroquímica en Morón, Venezuela, para obtener los parámetros de diseño de la ampliación de su planta de tratamiento de agua potable, de 400 a 900 l/seg. Los conductos tubulares del sedimentador son cuadrados de la misma sección y longitud de los usados en la planta.

La figura 2-19 ilustra el modelo utilizado en los estudios de

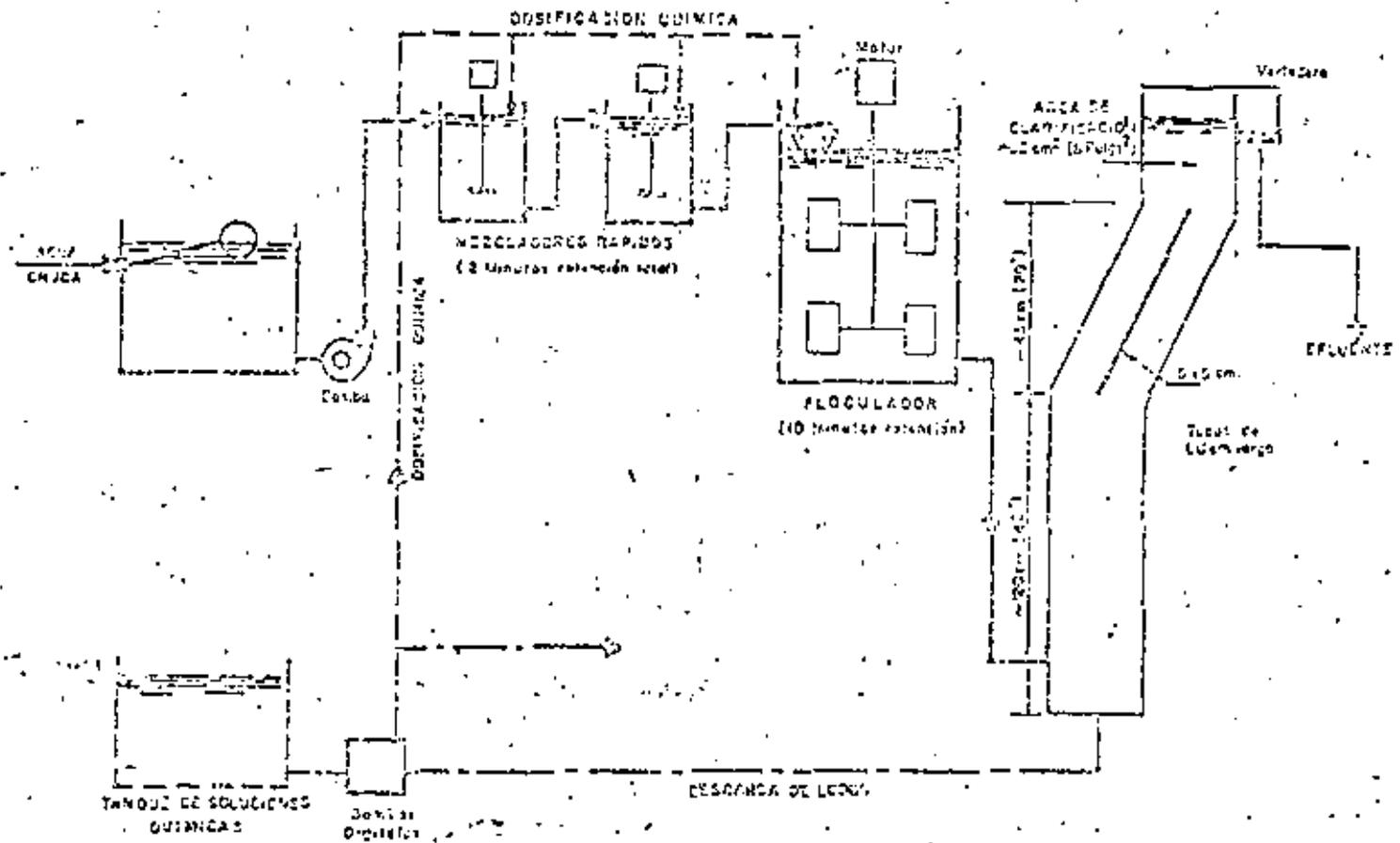


FIG. 2-18 - ESQUEMA DEL MODELO UTILIZADO EN MORON, VENEZUELA

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE
PARA CUENCA.

PLANOS DEL SEDIMENTADOR PULVIO.

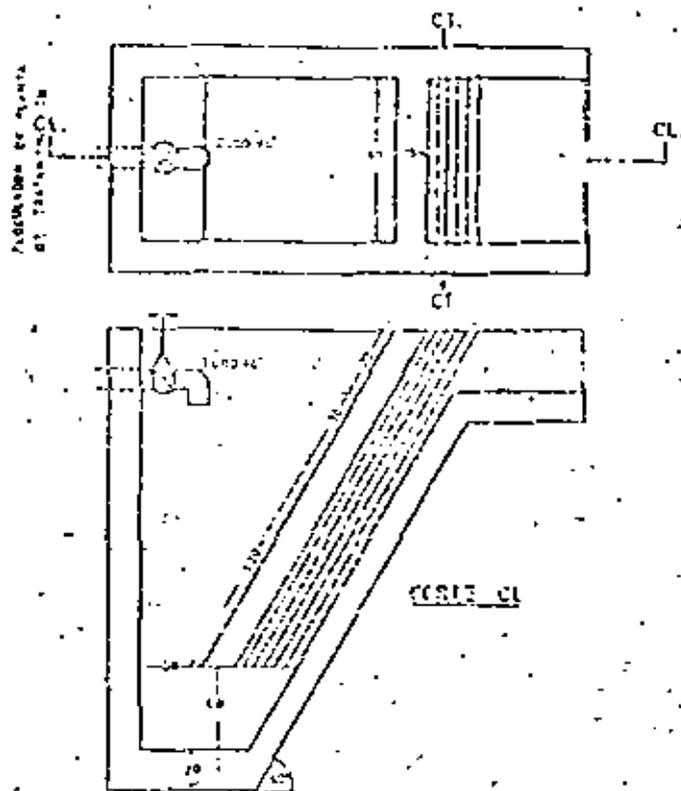


FIG. 2-19

MODELO DE SEPARADOR DE PLACAS PARALELAS

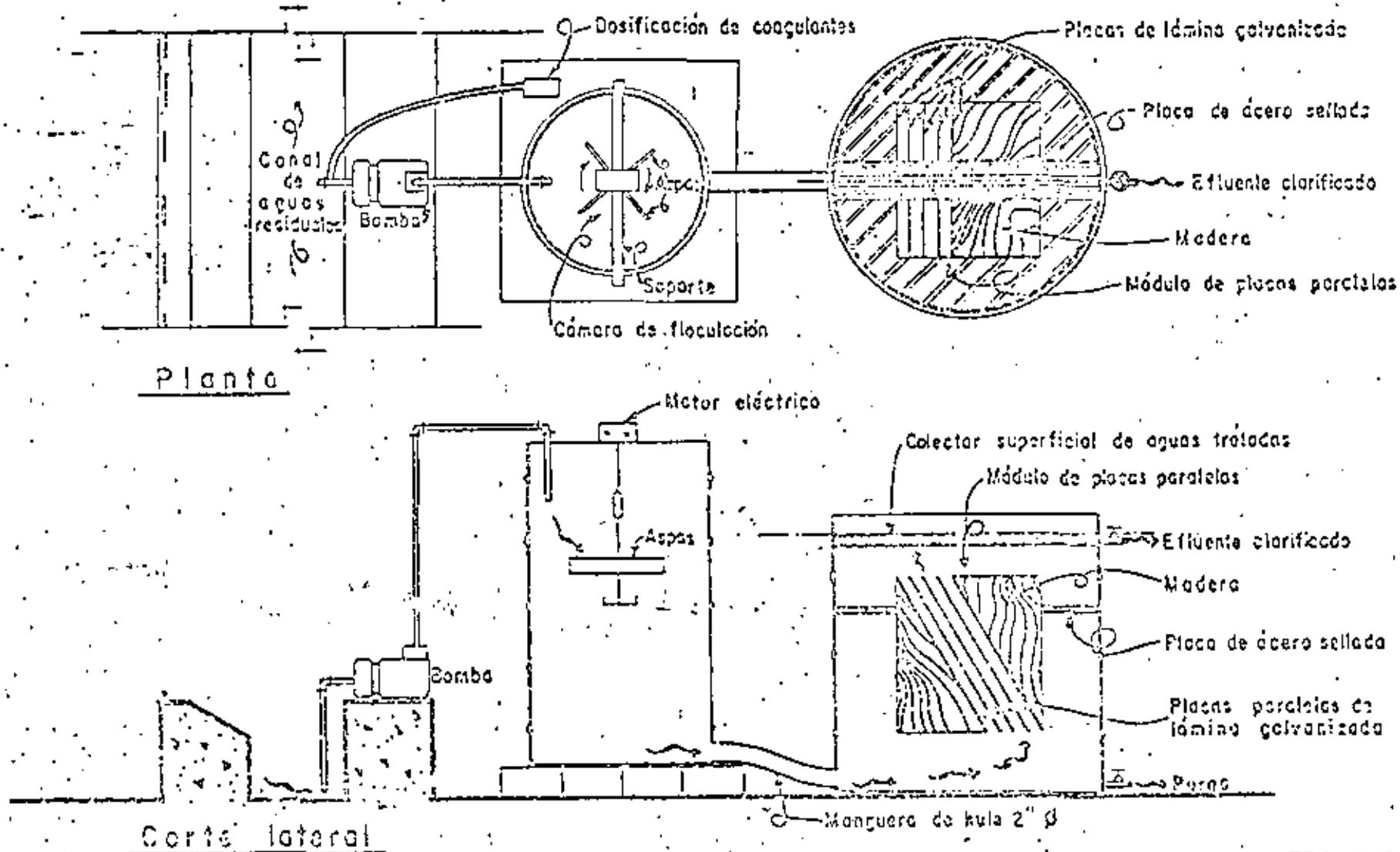


FIG. 2-20

ampliación de la planta de tratamiento de agua potable de la ciudad de Cuenca, Ecuador. El dispositivo de sedimentación son placas paralelas planas, lo que se seleccionó después de un estudio económico comparativo con otros dispositivos. Una conclusión importante obtenida en este estudio es la de que cuando la altura de la zona de entrada h. e. es mayor o igual a la altura de sedimentación las alteraciones cinéticas pierden importancia. Se utilizaron placas de 1.22 m de longitud y separadas entre sí 6 cm.

La figura 2-20 muestra el modelo de separador de placas paralelas utilizado en las pruebas de tratabilidad de la planta de tratamiento del distrito de reutilización de Lechería, México.

2.2. - EXPERIENCIAS OPERACIONALES.

El uso de Sedimentadores de Alta Carga Superficial todavía no se ha generalizado a pesar de las muchas ventajas que presenta; esto es debido quizás al poco tiempo que ha pasado desde el descubrimiento de la forma de aplicarlo y a que la mayoría de los proyectistas prefieren utilizar sistemas respaldados por la experiencia, con lo que no se cuenta para este tipo de sedimentadores, ya que hasta el momento se han construido relativamente pocas unidades de este tipo de tratamiento.

En este punto se presentan algunas experiencias operacionales que se han obtenido hasta el momento.

2.2.1. - SISTEMAS ESENCIALMENTE HORIZONTALES.

La figura 2-21 ilustra el sistema básico en el cual se han usado tubos o placas paralelas en forma esencialmente horizontales (5 grados) para tratamiento de agua potable y tratamiento terciario de aguas de deecho. Esta configuración es limitada a plantas regularmente pequeñas (menores de 3 mgd) donde se requiere tanto sedimentación como filtración. La limitación de tamaño resulta del hecho de que los problemas hidráulicos asociados con el drenaje de los lodos se incrementan con la capacidad de la planta. La limpieza del dispositivo de sedimentación no está a juicio del operador, ya que ésta es realizada automáticamente a cada retrolavado del filtro.

Unidades con el sistema mostrado en la figura 2-21 se han utilizado en tratamiento terciario para remoción de fosfatos, así como para remoción de DBO y SS.

2.2.2. - SISTEMAS INCLINADOS A 60°.

- Clarificación Primaria. La primera planta de clarificación primaria donde se instalaron tubos inclinados a 60° fue la Philomath, Ore., en 1968, utilizando los parámetros de diseño obtenidos en una planta a escala. Trabaja con cargas de 2.1 a 3.3 gpm/pie², obteniendo remociones de SS de 45 a 50%, encontrándose que el resto de sólidos no son sedimentables. A los seis meses de operación continua se encontraron en

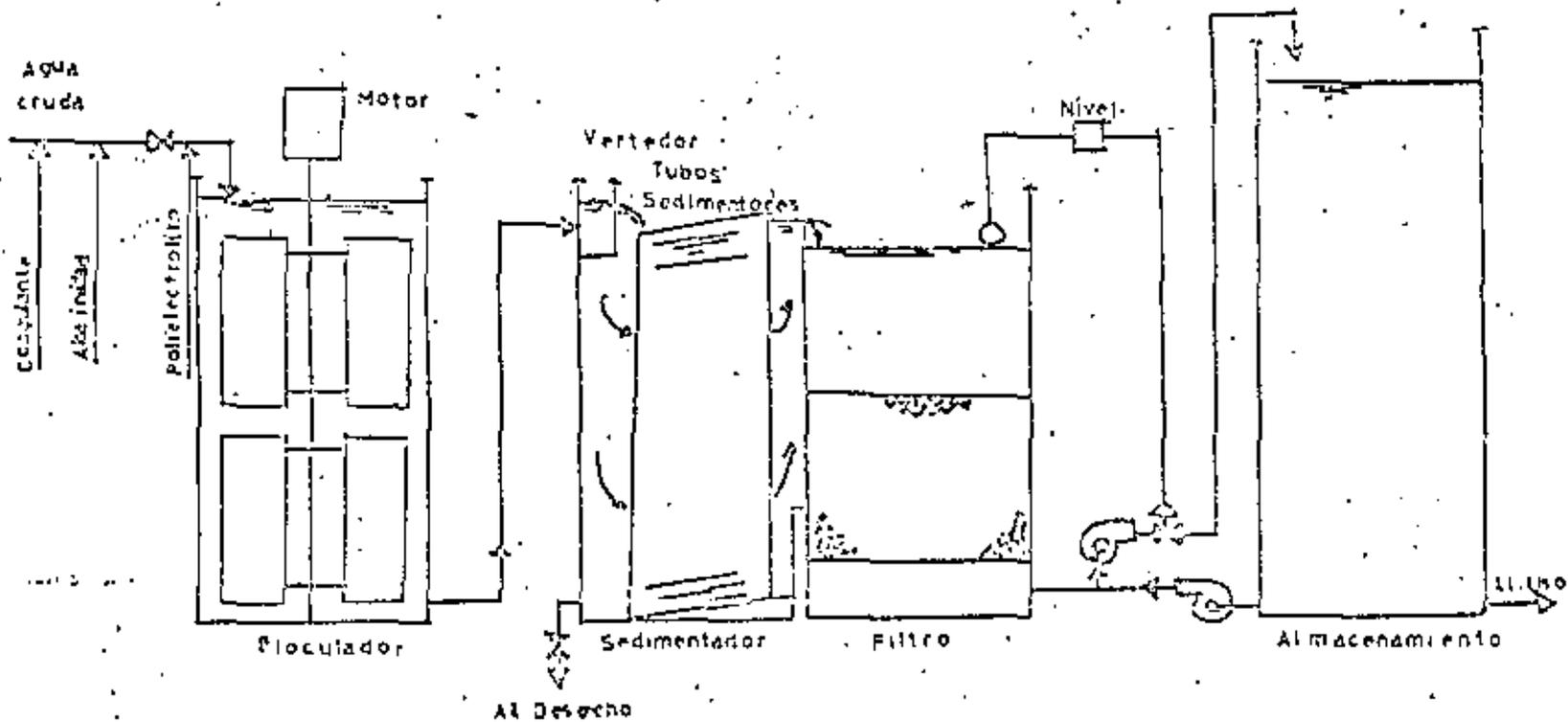


FIG. 2-21.-Sistema de Tratamiento utilizando un Sedimentador con Tubos Esencialmente Horizontales

su superficie piezas de lodos sépticos provenientes de costras formadas en la parte superior de los tubos compuestas principalmente por fibra de papel. Se encontraron dos procedimientos para eliminar las formaciones de estas costras, con boquillas de agua a presión y con agitación; ambas con muy buenos resultados. Una frecuencia de limpieza de 1 semana a 1 mes produce un momentáneo deterioro de la calidad del efluente final. Aparte de éste, no se ha presentado ningún otro problema de operación.

En otros sistemas de sedimentación con tubos se ha dejado un área libre para la remoción de grasas y natas, aproximadamente de la mitad del tanque, mientras que la otra mitad está cubierta por tubos.

Los tubos sedimentadores pueden ser usados para mejorar la eficiencia de los sedimentadores primarios, siendo muy útiles para mantener la calidad en sistemas sujetos a fuertes sobrecargas de sólidos. Donde se tenga una calidad efluente adecuada, se pueden utilizar para aumentar la capacidad. Esencialmente, se puede proporcionar remoción completa de sólidos sedimentables y 40 a 60% de sólidos suspendidos con tubos sedimentadores de 2 a 3 pies de largo y 2 pulgadas de profundidad a una rapidez de flujo de 3 gpm/pie^2 . Dependiendo de las condiciones de la planta, se puede aumentar de un 30 a 100% su capacidad. No se han encontrado en los tubos materiales que puedan obstruccionarlos.

- Clarificación Secundaria. La primera instala

ción de campo de tubos para clarificación secundaria de agua negra se realizó en 1968 en la planta de Wickam, Hopewell Township, Pennsylvania. La planta de Wickam es una planta de estabilización por contacto de 300,000 gpd (5.7 l/s). En un intento por mejorar el efluente, se diseñó la instalación de módulos en uno de los dos clarificadores, quedando el otro fuera de operación. Como los tubos se trabajaron con cargas de 2 a 3 gpm/pie² de área de tubos de entrada, se necesitó únicamente un área cubierta por tubos de 40 pies cuadrados de tubos hexagonales de 2 pulgadas de profundidad y 39 pulgadas de longitud. Con cargas generales de más de 1 gpm/pie² los SS del efluente no ascendieron 30 mg/l. Hubo aparición de algas en época de primavera, lo que el operador eliminó cubriendo del sol la unidad con tubos.

Lodos Activados. De la aplicación de tubos sedimentadores para clarificación de lodos activados se pueden hacer las siguientes conclusiones:

1. Se han obtenido concentraciones de sólidos suspendidos en el efluente final de 20 mg/l para un amplio intervalo de condiciones de operación:

- | | |
|--------------------------|---|
| a. Cargas superficiales: | 0.5 a 2.3 gpm/pie ²
(20.3 a 93.6 (l/min) /m ²) |
| b. Carga de sólidos: | 30 a 85 (libras/pie ²)/día
(136,400 a 414,800 (gr/día) /m ²) |
| c. SSLM: | 900 a 5,000 mg/l |
| d. IVS: | 35 a 135 |

Probablemente la razón para las grandes variaciones y contradicciones en las eficiencias de tubos sedimentadores e la inhabilidad de los procedimientos estándares de predecir la sedimentabilidad de un lodo activado dado.

2. Mientras no se desarrollen métodos de control más precisos para los procesos biológicos, los tubos sedimentadores serán considerados dispositivos para mejorar la calidad del efluente durante alteraciones en el proceso biológico o para condiciones de flujo pico. En la mayoría de los casos las velocidades de sedimentación no excederán de 1.0 gpm/pie^2 (40.7 (l/min)/m^2) usando tubos de 2 pies de longitud y cargas de sólidos no mayores de $35 \text{ (lb/pie}^2\text{)/día}$ ($170,800 \text{ (gr/día)/m}^2$). Este criterio proveerá efluentes entre 20 y 40 mg/l bajo alteraciones biológicas y de 5 a 20 mg/l con operación normal.

3. Generalmente se acumulan materiales en la superficie de los tubos pudiendo eliminarse mediante un procedimiento de simple limpieza practicando rutinariamente.

- **Filtros Rociadores.** La Cantidad de sólidos producidos en un filtro rociador es poca. Las características de sedimentación de estos sólidos son variables, pero general son altamente dispersos, no floculentos, y difíciles de sedimentar. La carga de sólidos sobre estos clarificadores es similar a la encontrada en clarificación primaria. Sólidos aglomerables como los encontrados en separación de lodos activados

no existen. Las conclusiones que se sacan de algunas aplicaciones en campo son las siguientes:

1. Es imposible predecir la naturaleza de los sólidos debido a las diferentes características de floculación encontradas de planta a planta. Existe una fracción de sólidos presentes que no pueden ser removidos por sedimentación, con o sin tubos, como sucede para clarificación primaria.

2. Se recomiendan cargas sobre el área de tubos de 2 gpm/ft^2 (81.5 (l/min) m^2) para remoción de sólidos de naturaleza sedimentable.

3. Aunque los requerimientos de limpieza de los tubos para este caso no han sido correctamente evaluados, es prudente proveer algún procedimiento de limpieza sobre bases de rutina.

- Agua Potable. La capacidad de una planta de tratamiento de agua potable se puede aumentar introduciendo tubos o placas paralelas en el sedimentador e instalando medios combinados en los filtros. Con esto se mantienen o mejoran las eficiencias de remoción, se aumenta la duración de las carreras de filtración y se disminuye el espacio necesario.

† Clarificadores con Flujo Ascendente con Manto de Lodos. La rapidez de clarificación es gobernada por la velocidad de sedimentación del manto de lodos. Cuando el flujo se incrementa el nivel del manto ascenderá. La eficiencia de los tubos dependerá de la

carga superficial y de la concentración de sólidos entrante. La carga superficial disponible sobre los tubos en esta situación depende de la velocidad promedio de sedimentación del manto. La habilidad del clarificador de concentrar sólidos y la capacidad del sistema de remoción de lodos mantiene un equilibrio de concentración de sólidos. Si los lodos no se retiran con suficiente rapidez o si la velocidad ascendente excede a la velocidad de sedimentación promedio del manto, la unidad puede llegar a valores críticos con el resultado de que el manto pasará a través de los tubos con el resultado de obtener excesos de sólidos en el efluente. Debido a la capacidad de expansión del manto bajo aumentos de la rapidez del flujo, la habilidad de un clarificador de contacto de sólido, de manejar incrementos tiene límites bien marcados. La cantidad de incremento de la capacidad es con frecuencia limitada a 50 a 100% de la capacidad original. Culp recomienda cargas sobre el área cubierta por tubos de 2 a 4 gpm/pie² para obtener turbiedades efluentes de 1 a 10 UTJ.

* Clarificadores de Flujo Horizontal. Se ha observado en la práctica que valores de cargas superficiales de 2.5 a 4.0 son adecuadas para remoción de turbiedades influentes de 0 - 100 UTJ a 1 - 10 UTJ de turbiedad efluente.

3. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO.

Para el diseño ingenieril de Sedimentadores de Alta Carga - Superficial existen todavía varios aspectos que requieren ser estudiados. La ecuación sugerida por Yao hace posible el uso del parámetro convencional - "carga superficial" como la base para el diseño de este tipo de sedimentadores. Sin embargo, no incluye muchos factores que pueden influir en la eficiencia del sedimentador, por lo que siempre se usa un factor de seguridad.

Los factores principales que influyen en la eficiencia de un sedimentador y que no están considerados en la teoría son las corrientes de densidad (térmicas y de concentración), corrientes debidas al viento, corrientes cinéticas (Alteraciones en la entrada, obstrucciones de la sedimentación y alteraciones en la salida). En general, estos factores influyen menos sobre los sedimentados con tubos o placas paralelas que sobre los sedimentadores convencionales.

Se puede considerar que las corrientes de densidad influyen poco en el dispositivo de sedimentación debido a lo pequeño de sus dimensiones. Las corrientes debidas al viento se pueden no considerar, debido a que el volumen sobre el que influyen no es importante en el proceso de sedimentación.

Respecto a las corrientes cinéticas se pueden adoptar las siguientes medidas para disminuir su influencia: Se recomienda no colocar los dispositivos de sedimentación en la primera cuarta parte del tanque, cuidando que la altura h.c. (ver figura 3-1) del dispositivo sea igual o mayor al tamaño l del módulo sedimentador, para disipar las posibles turbulencias de entrada y disminuir los gradientes de velocidad a la entrada del dispositivo. Respecto a las obstrucciones de sedimentación, se recomienda realizar limpieza en forma rutinaria, por lo menos cada mes, según las características de operación. Para mejorar las condiciones de salida, se recomienda localizar las canaletas recolectoras de 2 a 4 pies sobre la parte superior del dispositivo sedimentador, colocándolas sobre toda la superficie de los tubos, con el arreglo más adecuado y con vertedores bien diseñados.

En sedimentadores de alta capacidad, la remoción de lodos puede representar un problema importante. Al respecto se recomienda para tanques circulares la utilización de un sistema mecánico de rastras (ver figura 3-2) y para tanques rectangulares el uso de un sistema de tolvas múltiples localizadas a lo largo de todo el sedimentador (ver figura 3-3).

Respecto a los dispositivos de sedimentación, se puede mencionar lo siguiente: parece que el sistema más económico son los arreglos de placas paralelas, sin embargo los flujos tienden a ser inestables en

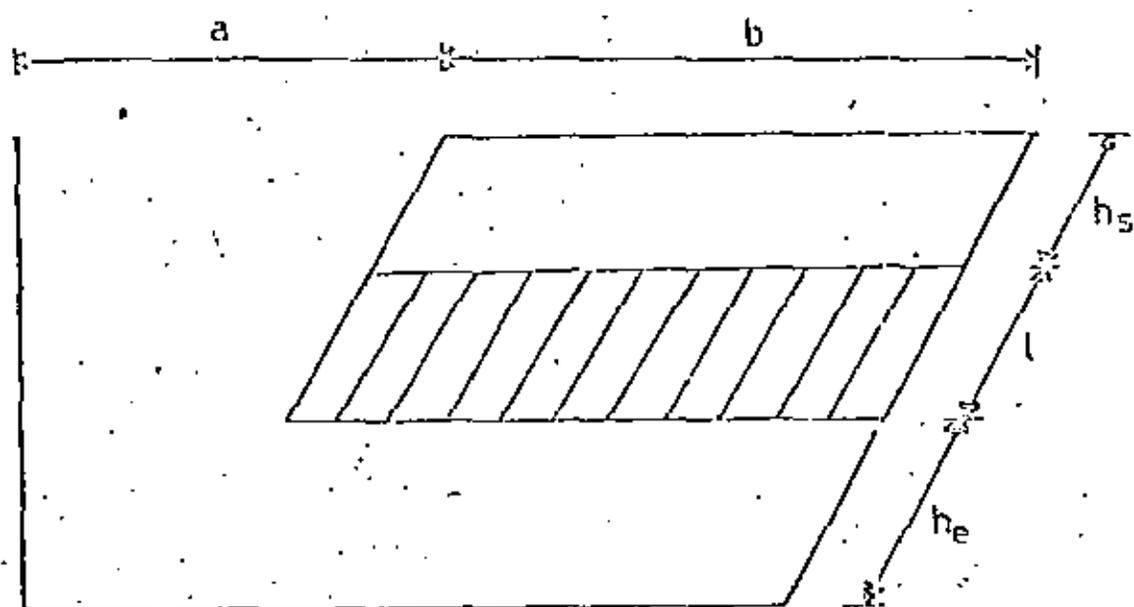


FIG:3-1. Esquema Dimensional de un Tanque Sedimentador de Alta Carga Superficial.

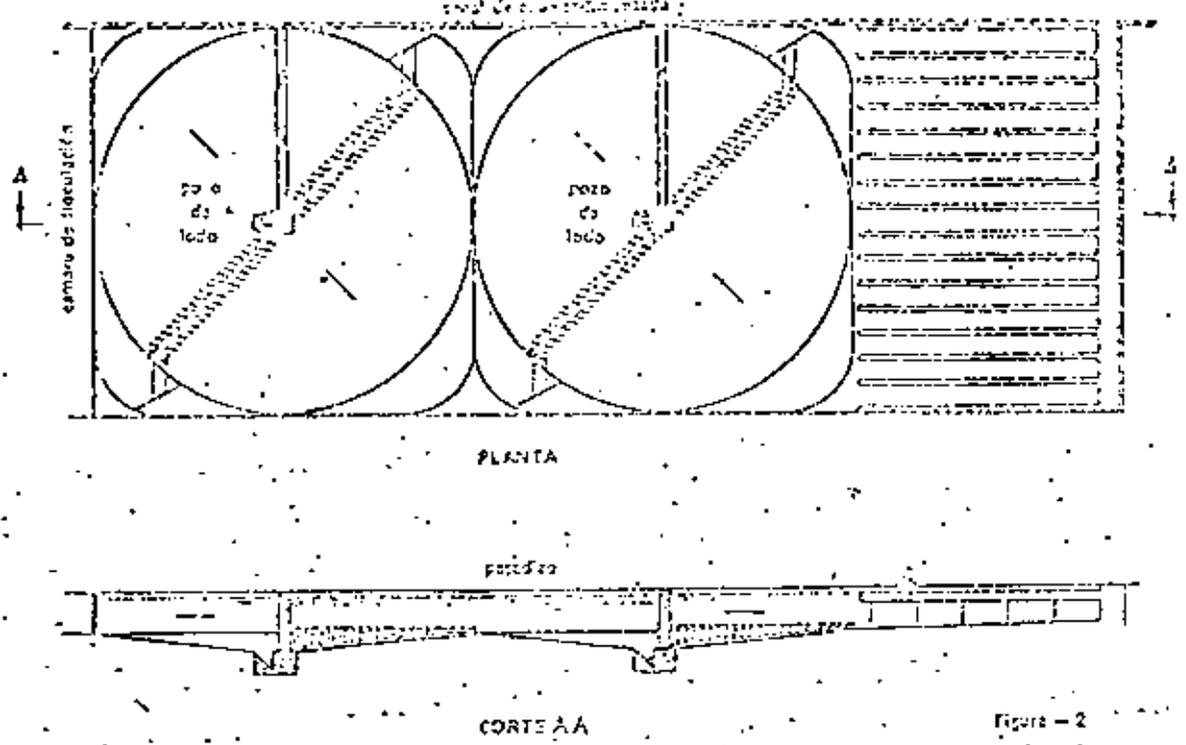


FIG. 3-2.- SISTEMA DE RECOLECCION DE LODOS EN UN TANQUE SEDIMENTADOR CIRCULAR.

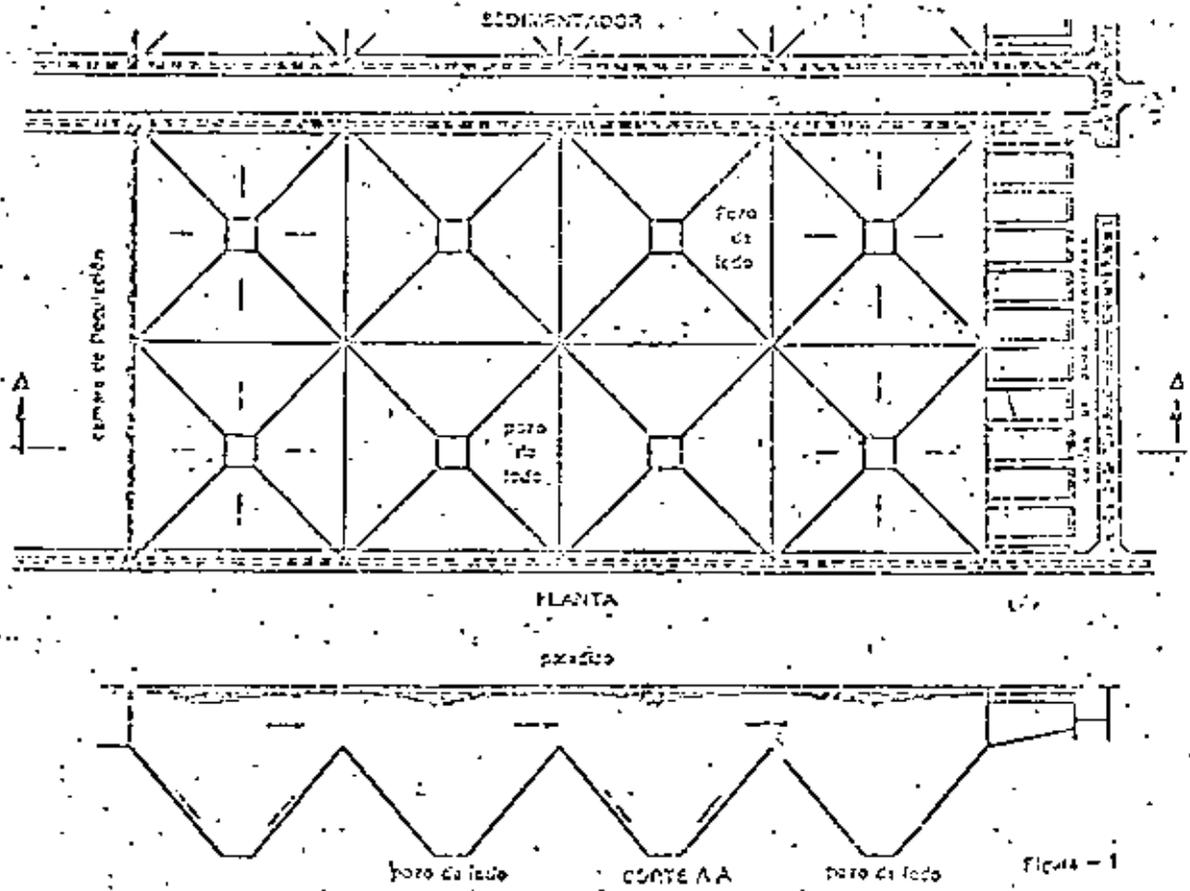


Fig. 3-3 SISTEMA DE RECOLECCION DE LODOS EN UN SEDIMENTADOR RECTANGULAR DE ALTA CARGA SUPERFICIAL

conductos muy anchos y es difícil mantener una entrada de flujo uniforme; una posible solución es usar una relación ancho-profundidad que varíe de 2 a 5. Los conductos circulares son mucho más económicos que los conductos cuadrados, pero estos utilizan más eficientemente el espacio. Falta investigación sobre otros tipos de conductos sedimentadores, que quizás puedan tener mejores eficiencias que los mencionados, tales como los tubos hexagonales.

4. EQUIPO.

Los Sedimentadores de Alta Carga Superficial se pueden clasificar de acuerdo a la forma del dispositivo de sedimentación utilizado y a la dirección y sentido del flujo. De acuerdo a la forma del dispositivo de sedimentación pueden ser tubulares y de placas paralelas; los tubos pueden ser circulares, cuadrados, hexagonales o de formas especiales y las placas paralelas pueden ser planas, onduladas o de formas especiales. En base a la dirección y sentido del flujo los sedimentadores pueden ser esencialmente horizontales o inclinados; los inclinados pueden ser con flujo ascendente o con flujo descendente. Los diferentes tipos de dispositivos de sedimentación mencionados se pueden utilizar en forma individual o en arreglos modulares.

4.1. - SISTEMAS PATENTADOS.

La firma Microfloc Inc., de Estados Unidos ha desarrollado, para uso comercial, dos tipos de sedimentadores tubulares de flujo ascendente para el tratamiento de aguas potables y residuales, los cuales se muestran en la figura 4-1. El primer tipo de módulo consiste en 450 tubos hexagonales, cada uno de 30 pulgadas (76 cm) de largo y 1 pulgada (2.54 cm) de apotema. El módulo se usa con filtros de medios múltiples y los tubos tienen un ángulo de inclinación de 5° para facilitar el desalojo de los lodos durante el lavado.

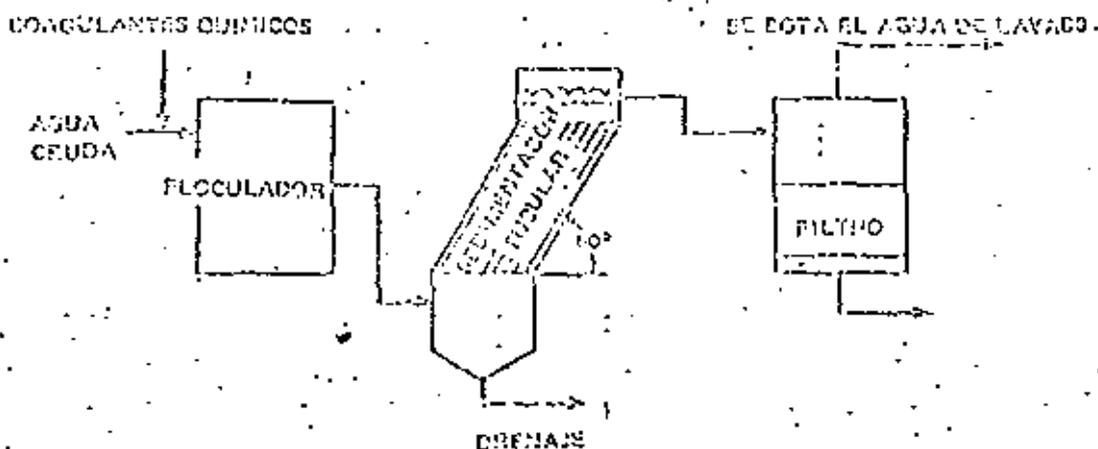
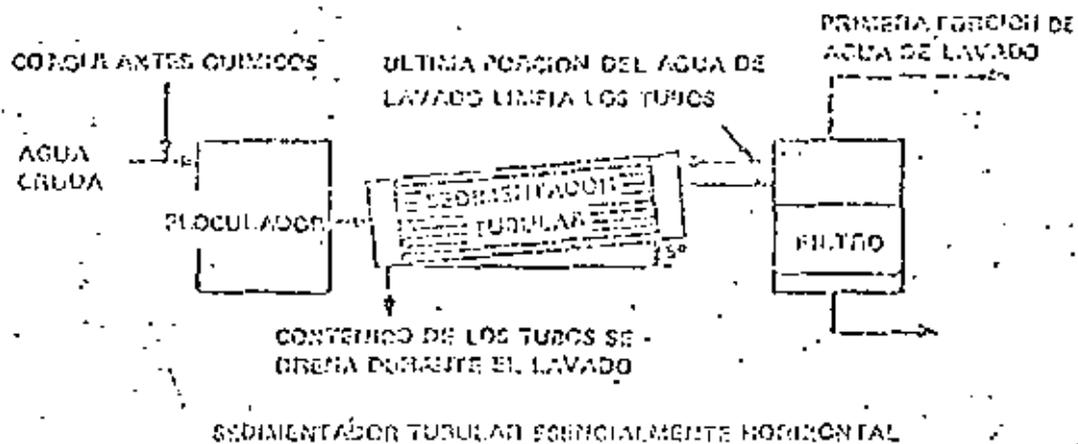
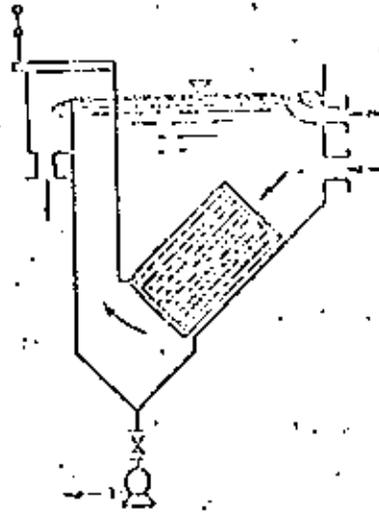


Fig. 4-1 UNIDADES MODULARES MICROFLOC

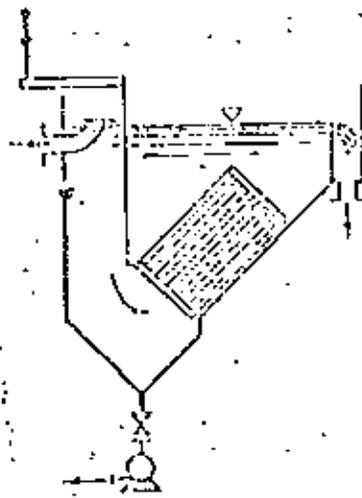
El segundo tipo consistió en tubos cuadrados de 2 pulgadas de lado (5.08 cm) y 24 pulgadas (61 cm) de longitud, con una inclinación de 60° . Estos módulos se construyen de materiales plásticos y se están usando en por lo menos 50 plantas de tratamiento de aguas potables y residuales (1973).

El llamado separador de lámina inclinada es una forma de Sedimentador de Alta Carga Superficial que está formado por placas paralelas inclinadas con muy poca separación entre sí. Este dispositivo tiene un uso muy difundido en Europa y la revista Chemical Engineering lo situó entre los diez equipos más populares durante el año de 1969. La figura 4-2 muestra estos separadores con flujo ascendente y con flujo descendente. El separador con flujo descendente se emplea en la separación de aceites y materia flotante en general y su comportamiento teórico es diferente al de flujo ascendente cuyo objetivo es la separación de sólidos sedimentables de un líquido. Se ha encontrado que el separador de lámina inclinada necesita menos de un sexto del área necesaria para los separadores sin láminas y que remueve completamente las partículas mayores de 10 micrones de tamaño.

Otro dispositivo de sedimentación poco profundo fue desarrollado en Suecia y fue formalmente introducido por la Parkson Corporation en el mercado alrededor de 1970 con el nombre de separador laminar (separador Lamella). El separador consiste de platos paralelos inclinados separados aproximadamente de 1 a 2 pulgadas (25 a 51 mm). Como se mues-



SEPARACION DE ACEITE



SEPARACION SOLIDO-LIQUIDO

Fig. 4-2 SEPARADOR DE PLACAS INCLINADAS

tra en la figura 4-3, el flujo principal es en dirección descendente. La principal ventaja de este tipo de sedimentadores que el fabricante menciona es la de que los lodos sedimentados se mueven en la misma dirección del flujo, lo que significa que el flujo de lodos, en lugar de tener que abrirse camino entre las fuerzas de arrastre del flujo en el caso de un flujo ascendente, es ayudado en su movimiento por el del flujo de agua en su movimiento descendente. Por lo anterior, solo se necesita un ángulo de 30° para obtener la acción de autolimpieza para floculos de alumbre.

Una unidad sedimentadora de placas paralelas de flujo ascendente se usó satisfactoriamente en un sistema de aeración extendida. Hamedo Aqua Reuse Plant con un método de lavado para mantener la unidad limpia. La figura 4-4 indica la operación del sistema. Las láminas tienen una separación de 0.375 pulgadas (0.95 cm) entre sí y una inclinación de 60° . La eficiencia de remoción de sólidos suspendidos resultó ser del 95%. El agua de lavado se suministra con bombas de inyección de aire usando la misma fuente de aire que para la aeración. La bomba es operada con un interruptor cíclico.

Varias firmas manufactureras han desarrollado alternativas apropiadas para incorporar tubos con pendientes grandes en forma modular, las cuales resultan económicas y fáciles de instalar en un tanque de sedimentación. Un arreglo modular se muestra en la figura 4-5 (Neptune Microfloc). Está construido de plástico ABS extruido colocado formando pequeños conduc

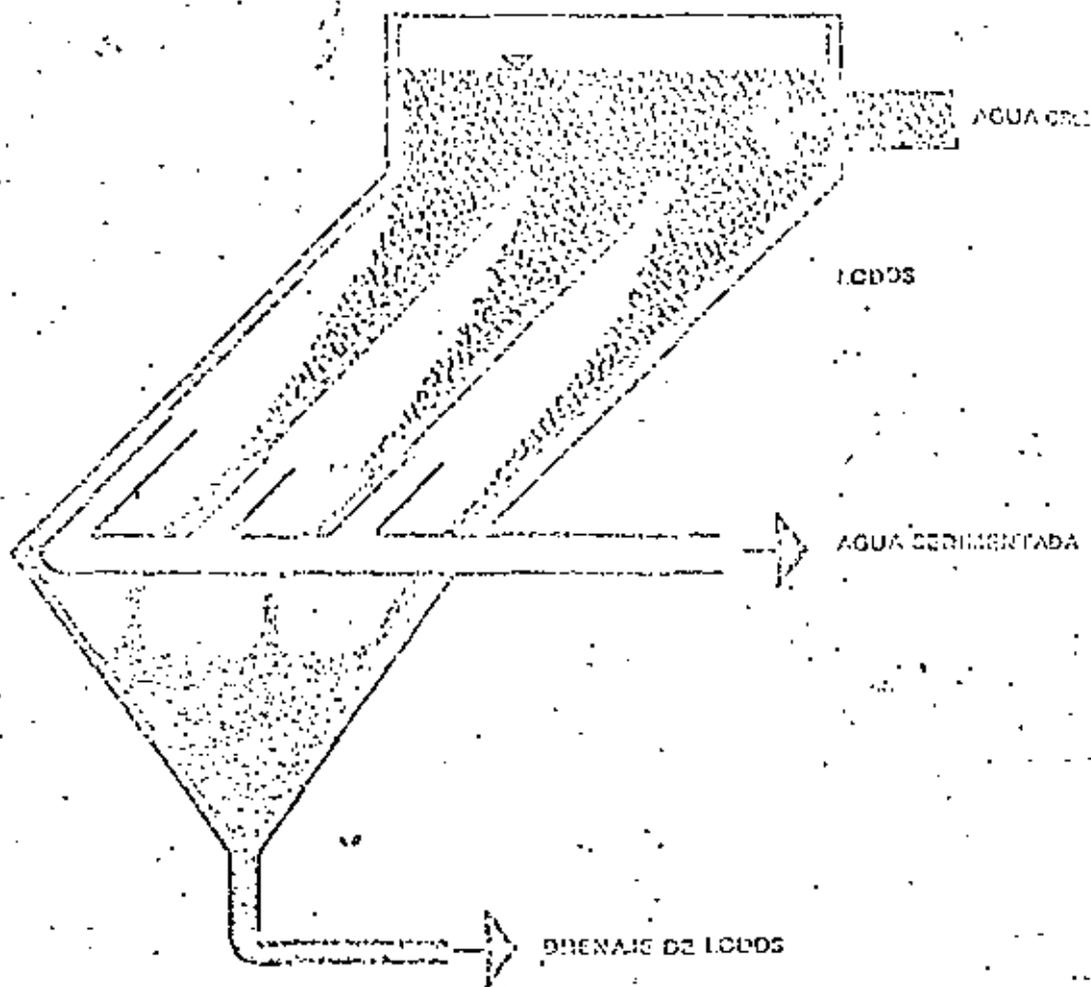
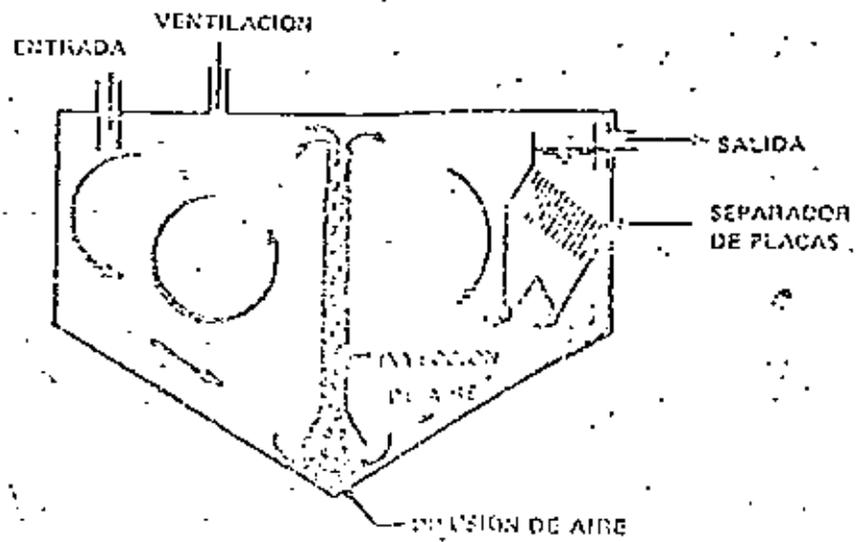
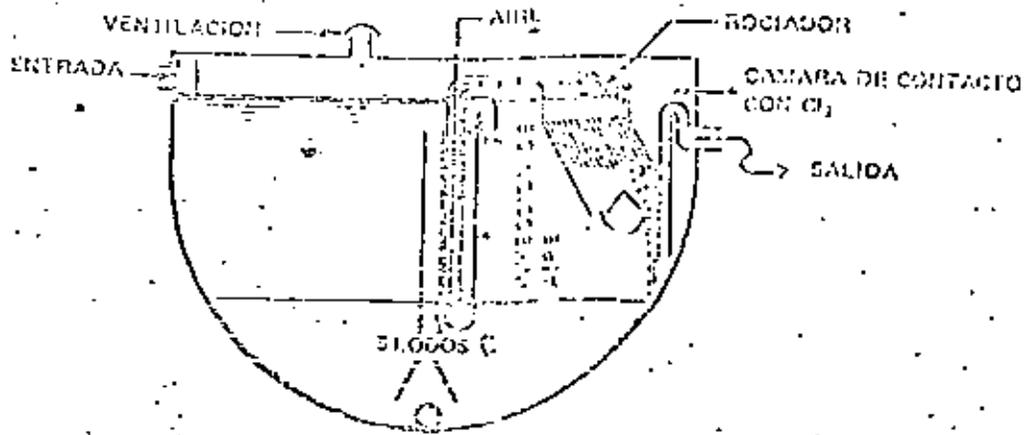


Fig. 4-3 SEPARADOR LAMELLA



OPERACION NORMAL



LAVADO

Fig. 4-4 FUENTE "ADIA REUSE"

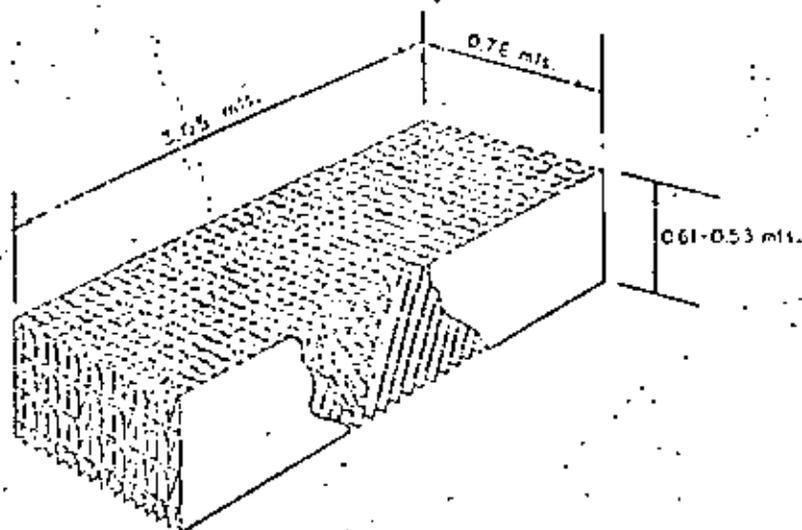


FIG. 4-5.- Módulos plásticos inclinados 60 grados (costosa de Neptune - Microfloc)

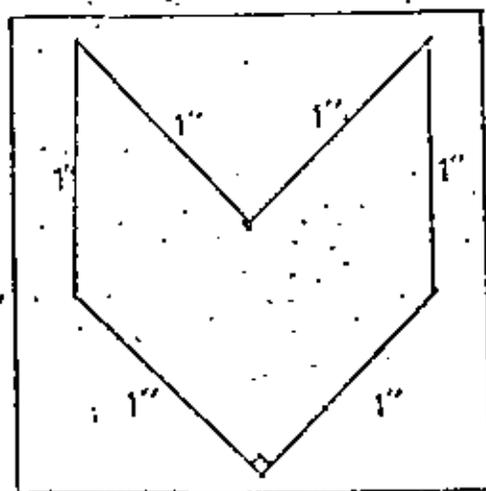


FIG. 4-6.- Sección Transversal de un Tubo en Forma de Flecha

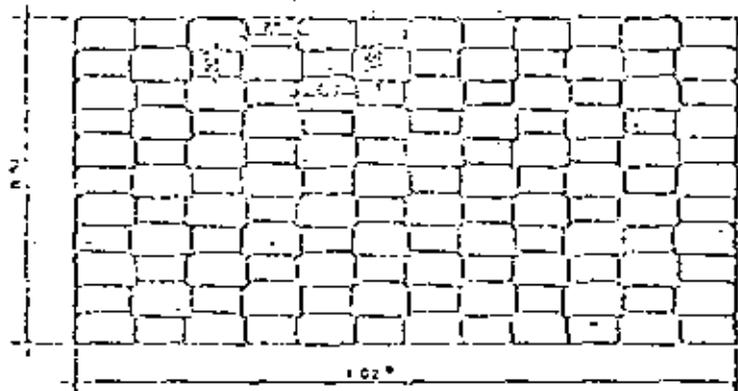
tos entre láminas delgadas de PVC, en forma tal de conseguir un arreglo cruzado (ver figura 4-5). Este módulo puede instalarse rápidamente en cualquier recipiente rectangular o circular en forma horizontal necesitando soportes tan solo en sus extremos ya que es autosoportante. Normalmente se construyen con conductos de 2 x 2 pulgadas de sección transversal y de 24 pulgadas de longitud. Otro fabricante, Graver Water Conditioning utiliza canales rectangulares similares a los mostrados en la figura 4-5 pero con todos los canales en la misma dirección.

La compañía Permutit ha utilizado tubos con sección transversal en forma de flecha, como se muestra en la figura 4-6. El fabricante encontró que la forma en V en el fondo del tubo mejoró las características del contraflujo de lodos.

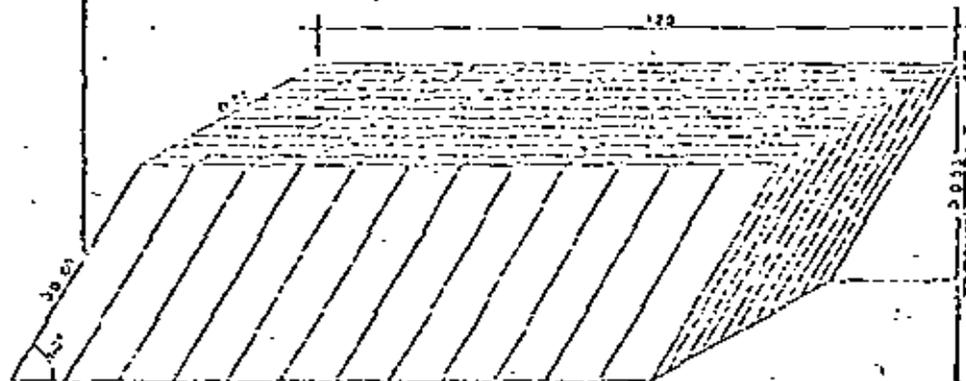
4.2.- SISTEMAS NO PATENTADOS.

Cualquier tipo de placa o de tubos pueden utilizarse para construir sistemas de Sedimentación de Alta Carga Superficial. Por ejemplo en Brasil se diseñaron módulos de acuerdo a sus necesidades y al tipo de industria de plásticos en el país (ver figura 4-7). El módulo se formó de ductos de PVC de 4.9 x 3.8 cm con paredes de aproximadamente 1 mm de espesor y con un peso de 28 Kg por metro cuadrado. Se construyeron preferentemente de color negro para desfavorecer el desarrollo de microorganismos.

Primer Modelo Brilloza



paredes aproximadamente de 1 mm.



MATERIAL: PVC
 PESO ESP.: 1.43
 COLOR: NEGRA
 DIMENSIONES: 0.61 x 1.02 (1) x 0.65 (PAREDÉS APROXIMADAMENTE 1 mm)
 PESO: 20 kg/m²
 COSTO: Cr \$ 20/m² (APROX.)

* Puede ser hasta 1.00 m

Fig. 4 - 7

El módulo resultó relativamente económico y de fácil producción.

En general, los materiales que se empleen deben ser resistentes a las características físicas y químicas del agua a tratar, deben tener superficies lisas que permitan flujo laminar y no ser quebradizos o demasiado elásticos. Algunos materiales fácilmente aseQUIBLES son las láminas planas o onduladas de asbesto-cemento, las láminas de madera o triplay pintadas con barniz marino, láminas de plástico rectas u onduladas. La elección debe hacerse en base a consideraciones económicas y estructurales.

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES.

Los Sedimentadores de Alta Carga Superficial han despertado gran interés en el tratamiento de Agua y aguas residuales, y es cada vez mayor el número de casos donde se han aplicado. Su utilidad práctica ha sido demostrada en estudios de laboratorio y en instalaciones de campo, desarrollándose una ecuación de diseño basada en consideraciones teóricas.

La eficiencia teórica de un dispositivo de Sedimentación de Alta Carga Superficial se caracteriza por el parámetro S,

$$S = \frac{v_s}{v_0} (\sin \theta + L \cos \theta)$$

Para un tipo de dispositivo de sedimentación dado existe un valor crítico S, S_c . Teóricamente las partículas suspendidas que tienen un valor de S mayor o igual a S_c serán removidas completamente en el sedimentador.

La carga superficial puede ser usada como base para el diseño de los Sedimentadores de Alta Carga Superficial, afectándola por un adecuado factor de seguridad, aplicando la ecuación desarrollada en el estudio.

La mejor longitud relativa (L) del sedimentador es de aproximadamente 20, debiendo ser siempre mayor de 12. La eficiencia del sedimentador se deteriora rápidamente con el incremento del ángulo de incli-

nación del dispositivo sedimentador después de un ángulo de 40° ; sin embargo, la función de autolimpieza determina la inclinación a 60° .

Si el sistema de sedimentación necesita la acción autolimpiante, los sedimentadores de flujo descendentes tienden a dar mejor eficiencia que los sedimentadores con flujo ascendente. Sin embargo, la clave para la óptima aplicación de un sistema de flujo descendente consiste en el diseño apropiado de su sistema de recolección del efluente.

En comparación con los tanques sedimentadores convencionales, los sedimentadores de alta carga superficial con flujo ascendente son menos afectados por posibles sobrecargas. Si se utilizan los criterios de carga superficial utilizados en los tanques de sedimentación convencional a los Sedimentadores de Alta Carga Superficial, estos últimos darán mejor rendimiento dentro de la escala de cargas superficiales de diseño.

La eficiencia del porcentaje de remoción de un Sedimentador de Alta Carga Superficial con flujo ascendente mejorará con la turbiedad del agua cruda.

Basados en los resultados de estudios experimentales con dispositivos sedimentadores circulares de flujo ascendente, se ha concluido que con una velocidad de flujo menor que 0.6 pies/min (0.13 m/min) se obtendrá la mejor eficiencia.

En general, los dispositivos de Sedimentación de Alta Carga Superficial se pueden usar para aumentar la capacidad y/o la eficiencia de un sedimentador dado, o disminuir el área necesaria y la inversión de capital - en nuevos diseños.

Se ha comprobado que este tipo de sedimentación se puede utilizar para cualquier tipo de proceso de tratamiento de agua o agua de desecho, tomando en cuenta únicamente algunas pequeñas variantes en los procesos, especialmente en la operación de limpieza.

BIBLIOGRAFIA

1. CEPIS 13, OMS. "Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarificación del Agua". Departamento de Ingeniería y Ciencias del Ambiente. Lima, Perú. Abril de 1973.
2. CEPIS 14, OMS. "Nuevos Métodos de Tratamiento de Agua". Memorias del Simposio Realizado en Asunción, Paraguay del 14 al 18 de Agosto de 1972.
3. Culp, G. L., Hansen, S. P. y Richardson, G. H. "High Rate Sedimentation in Water Treatment Works". JAWWA, Vol. 60, No. 6, Junio 1968, pag. 681-698.
4. Culp, G. L., Hsiung, K. Y., y Conley, W. R. "Tube Clarification - process, Operating Experiences". JSED, ASCE, Vol. 95, No. SA5. Oct., 1969, pag. 829-847.
5. Culp, G. L. "New Concepts in Water Purification".
6. Daily J. W. y Harleman R. F. "Dinámica de los fluidos". Editorial Trillas. México, 1975.
7. El-Baroudi, H. M. y Fuller, D. R. "Tracer Dispersion of High Rate Settling Tanks". J.E.E.D., A.S.C.E., Junio 1973, Vol. 99, No. EE3, pag. 347-368.
8. Fair, G. M., Geyer, J. C., Okun, D. A. "Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales". Ed. Limusa, Wiley: México, 1971.
9. Hansen, S. P. y Culp, G. L. "Applying Shallow Depth Sedimentation Theory". J.A.W.W.A., Vol. 59, No. 9. Sep., 1967, pag. 1134-1148.
10. King, P. H., Johnson, R. L., Randall, C. W. y Rehberger, G. W. "High-Rate Water Treatment: The State-of-the-Art". J.E.E.D., A.S.C.E., Agosto 1975, Vol. 101, No. EE4, pags. 444-479.

11. Pérez Carrón, J. M. "Sedimentadores de Placas". Curso sobre Diseño de Plantas de Tratamiento y Aguas Residuales para Países en Desarrollo. CEPIS, CIFCA. Lima, Perú. Dic. 1976.
12. Reid Jr., L. C. "Design of Wastewater Disposal Systems for Individual Dwellings". J.W.P.C.F., Vol. 43, No. 10, Oct. 1971, pag. 2004-2010.
13. Slechta, A. F., y Conley, W. R., "Recent Experiences in Plant Scale Application of the Settling Tube Concept". J.W.P.C.F., Vol. 43, No. 8, Agosto 1971, pag. 1724-1738.
14. S.R.H. "Sistemas Económicos de Tratamiento de aguas residuales adecuadas a las condiciones nacionales". México, D. F. 1976.
15. Streeter, L. V. "Mecánica de los Fluidos". McGraw-Hill de México, S. A. de C. V. Traducción de la Cuarta Edición en Inglés, 1966.
16. Vidales Albarrán, H. "Clarificadores de Flujo Ascendente con Módulos Tubulares". Trabajo presentado ante la Universidad Nacional Autónoma de México como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Sanitaria.
17. Yao, K. M. "Theoretical Study of High-Rate Sedimentario". J.W.P.C.F., Vol. 42, No. 2, Parte 1, Feb., 1970, pag. 218-228.
18. Yao, K. M. "Design of High-Rate Settlers". J.E.E.D., A.S.C.E., Vol. No. EE5, Oct. 1973, pag. 621-637.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Junio 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

8. SEDIMENTACION QUIMICA

ING. ANULFO PAZ SANCHEZ
Jefe de la Oficina de
Plantas de Tratamiento
D.B.F. (Cd. de México)

TEMA 8.- SEDIMENTACION QUIMICA.

8.1.- TEORIA DE LA COAGULACION.

8.2.- COAGULANTES.

8.3.- AYUDAS DE COAGULACION.

8.4.- POLIELECTROLITOS.

8.5.- DOSIFICADORES.

8.6.- MEZCLADO RAPIDO.

8.7.- FLOCULADORES.

ESTRUCTURA DE LOS SISTEMAS DE DISPERSION .

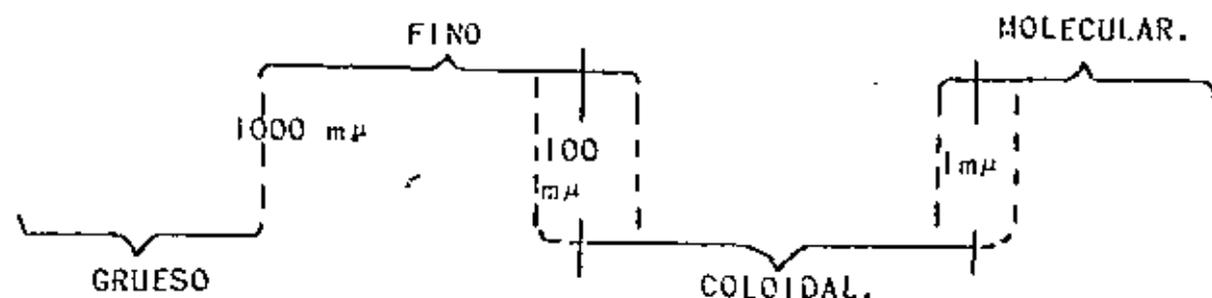
COLOIDES .

Si ponemos azúcar en un recipiente con agua, se dispersará en el líquido formando una solución físicamente homogénea, las propiedades de la cual, indican que el azúcar se disolvió en el líquido en sus moléculas primarias. En cambio, si se pone en contacto con agua, cuarzo finamente dividido, se dispersará también en el líquido, pero a diferencia del azúcar, no existe ninguna evidencia que indique una disolución de las partículas de cuarzo, además conservan todas sus propiedades físicas. En cambio las partículas de azúcar en dispersión poseen propiedades completamente diferentes del sólido original. El medio en el cual tiene lugar la dispersión se llama Medio Disperso y la sustancia dispersada se llama fase dispersa, formando lo que se llama Sistema de Dispersión. Escogiendo medios y fases de dispersión apropiados, se pueden obtener todos los grados de dispersión, variando desde una solución propiamente dicha, a material grueso en suspensión.

En el estudio de estos sistemas se ve que la propiedad más importante para su diferenciación, es el tamaño de la partícula más pequeña del material disperso. Las propiedades de las dispersiones cambian gradualmente con el tamaño del material disperso, tendiendo a estabilizarse a medida que las partículas

decrecen. Si el tamaño de la fase cae entre los límites de $100\text{m}\mu$ a $1\text{m}\mu$ el sistema de dispersión se llama Coloide ó Dispersión Coloidal.

($1\mu = 0.0001 \text{ mm.}$ y $1 \text{ m}\mu = 0.001 \text{ mm.}$).



SISTEMAS DE DISPERSION.

Tanto la fase como el medio de dispersión pueden ser: sólidos, líquidos o gases, formándose sistemas de dispersión diferentes; en realidad se reducen a ocho ya que no existe dispersión de un gas en otro.

FASE DISPERSA	MEDIO DE DISPERSION	NOMBRES	EJEMPLOS
SOLIDO	GAS	AEROSOL	HUMOS, POLVO
SOLIDO	LIQUIDO	SOL O SUSPENSOIDE.	ARCILLA EN AGUA.
SOLIDO	SOLIDO	- - - - -	VIDRIOS COLOREADOS CON METALES.
LIQUIDO	GAS	AEROSOL	NUBES, NIEBLA
LIQUIDO	LIQUIDO	EMULSION ó EMULSOIDE.	AGUA EN ACEITE.
LIQUIDO	SOLIDO	GELS	JALEAS.
GAS	GAS	- - - - -	DESCONOCIDO.
GAS	LIQUIDO	ESPUMA	CREMA DE AFEITAR,
GAS	SOLIDO	- - - - -	PIEDRA POMEZ.

Los sistemas de interés para nosotros son los soles.

ALGUNAS PROPIEDADES DE LOS SOLES.- Pueden ser divididos en: Liofílicos y Liofóbicos; cuando el medio de dispersión es el agua se llaman hidrofílicos e hidrofóbicos. Los hidrofílicos son aquellos en los cuales la fase tiene una afinidad definida con el medio (gelatina, cola y otras proteínas en el agua) y los hidrofóbicos cuando hay una atracción muy pequeña entre la fase y el medio (sales y metales en el agua). En general, los coloides orgánicos son hidrofílicos, mientras que los inorgánicos son liofóbicos.

Las propiedades de los soles son:

- | | | |
|----------------|--------------|----------------|
| a) Físicas | c) Ópticas | e) Eléctricas. |
| b) Coligativas | d) Cinéticas | |

Debido a que nuestro interés estará centrado en los soles hidrofóbicos, estudiaremos las propiedades anteriores aplicándolos básicamente a ellos.

a y b).- Las propiedades físicas y coligativas (con excepción de la presión osmótica) son las mismas prácticamente para el sol, que para el medio de dispersión.

c).- Ópticas.- Un rayo de luz dirigido a una dispersión coloidal, ilumina su trayectoria, porque la luz es desparramada por las partículas coloidales. Esta tendencia de los coloides se llama Efecto de Tyndall, utilizado para medidas de Nefelometría.

d).- Existen varias propiedades de los soles que pueden ser incluidas en este punto, como son la difusión, movimiento Browniano, sedimentación y las fuerzas de atracción de London Van der Waals.

Vistas al ultramicroscopio, las partículas coloidales exhiben un movimiento de zig-zag, que fue observado primeramente por Brown (1827), de ahí el nombre de movimiento Browniano. Al principio se creyó que este movimiento era debido a corriente de convección, efectos eléctricos, vibración, fuerzas magnéticas, etc., pero las investigaciones posteriores han mostrado que el movimiento Browniano es realmente debido al impacto molecular sobre las partículas coloidales.

Aunque las dispersiones coloidales pueden ser estables en el reposo mucho tiempo, a veces varios años, tienden a sedimentarse muy lentamente bajo la influencia de la gravedad.

c).- Eléctricas.- Son las de mayor interés para nosotros.

Los coloides se cargan eléctricamente debido a cualquiera o una combinación de los dos fenómenos siguientes:

- 1).- Disociación de grupos reactivos sobre los extremos de las moléculas que forman la partícula.
- 2).- Adsorción preferencial de iones del medio disperso.

Las cargas eléctricas, llamadas primarias, hacen que un coloide sea negativo o positivo.

En los coloides hidrofílicos las cargas primarias se deben principalmente a la disociación de grupos como el $-COOH$ (carboxilo) y el $-NH_2$ (amino).

En los hidrofóbicos se deben a la adsorción preferencial de iones del medio de dispersión.

Las cargas primarias atraen iones en solución de carga contraria formando una primera capa de iones, angosta y compacta llamada CAPA FIJA o de STERN, y una segunda capa que la rodea llamada DIFUSA o de GOUY. La concentración de iones en la capa

difusa varía desde una concentración relativamente alta en la frontera con la capa fija decreciendo gradualmente hasta la concentración existente en el cuerpo de la solución. Véase figura siguiente:

Los potenciales a través del campo electrostático de una partícula coloidal se ilustran también en la hoja siguiente:

El potencial que existe en el plano de corte, es de importancia particular. Este plano forma una línea divisoria entre aquella porción de la solución que rodea a la partícula y que se mueve con ella y la que puede moverse independientemente.

El plano de corte que rodea a los coloides hidrofóbicos se localiza prácticamente en el plano de separación entre las capas fija y difusa.

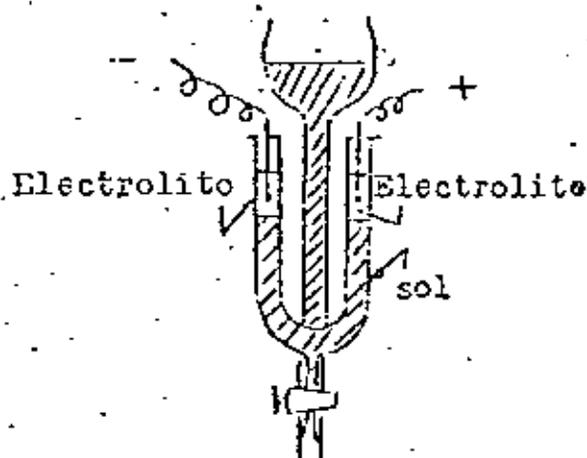
El potencial en el plano de corte, se llama POTENCIAL Z ó Electrocinético, y es el causante del comportamiento electrocinético exhibido por las partículas coloidales.

De la existencia de este potencial eléctrico en la capa difusa nacen varias consecuencias:

La aplicación de un voltaje exterior obliga a las partículas coloidales cargadas a moverse hacia los electrodos, y tienden a arrastrar con ellas parte de la envoltura difusa exterior de iones opuestamente cargados. Los coloides negativos se mueven al electrodo positivo y viceversa. Este fenómeno se llama ELECTROFORESIS. Aquí la solución es estacionaria y las partículas coloidales se mueven bajo el gradiente de potencial. Si ahora el material coloidal se mantiene en una zona fija por medio de membranas permeables, y la solución se mueve cuando se aplica un

potencial eléctrico, se produce el fenómeno llamado ELECTROSMOSIS.

La electroferesis puede ser llevada a cabo fácilmente en un tubo de BURTON. Véase figura.



Este fenómeno ha podido establecerse que los coloides son en general específicos en la adsorción de iones de un determinado signo. Así, la sílice coloidal y minerales silíceos, como las arcillas, el color orgánico de las aguas naturales y la mayor parte de proteínas, se cargan negativamente en aguas con pH próximos a 7, mientras que los hidróxidos de hierro y aluminio, se cargan positivamente.

La modificación del pH puede hacer que la carga del coloide cambie de signo. Esto es, arriba de cierto valor del pH, las partículas se cargan negativamente, mientras que abajo se cargan positivamente. El valor del pH donde se considera el cambio de signo, o sea donde la partícula no tiene carga se llama PUNTO ISOELECTRICO, que también puede definirse como el pH en el cual la "MOVILIDAD" es cero. (Véase adelante el concepto de movilidad).

Un ejemplo de esto se ve en la coagulación de un sol de platino con cloruro férrico.

Concent. de FeCl_3 en $\mu\text{mols/litro.}$	Grado de Coagulación	Mov. de la partícula en campo eléctrico.
0.208 - 0.0557	No hay coagulación	Al ánodo.
0.333 - 0.2222	Coagulación completa.	Sin movimiento.
0.333 - 6.667	No hay coagulación.	Al cátodo.
10.33 - 666.7	Coagulación completa.	Sin movimiento.

NATURALEZA DEL POTENCIAL Z.

Debido a que el movimiento de partículas cargadas en un campo eléctrico es independiente de su tamaño o forma y dependiente principalmente del potencial Z, la medición de la MOVILIDAD de las partículas proporciona un método rápido y seguro para determinar la magnitud del potencial Z.

MOVILIDAD de una partícula es la velocidad de un ión en un campo eléctrico unitario, esto es, un campo en el cual el potencial cae 1 volt x cm^{-1} de distancia, en la dirección del campo.

Puede medirse por la velocidad con que se mueve una frontera entre dos soluciones electrolíticas, a través de las cuales fluye corriente eléctrica, o bien, mediante un equipo compuesto de un microscopio estereoscópico y una celda especial del plástico. (Véase de Briggs y Zeta-meter).

De lo anterior, podemos ver que la sedimentación de los coloides puede lograrse:

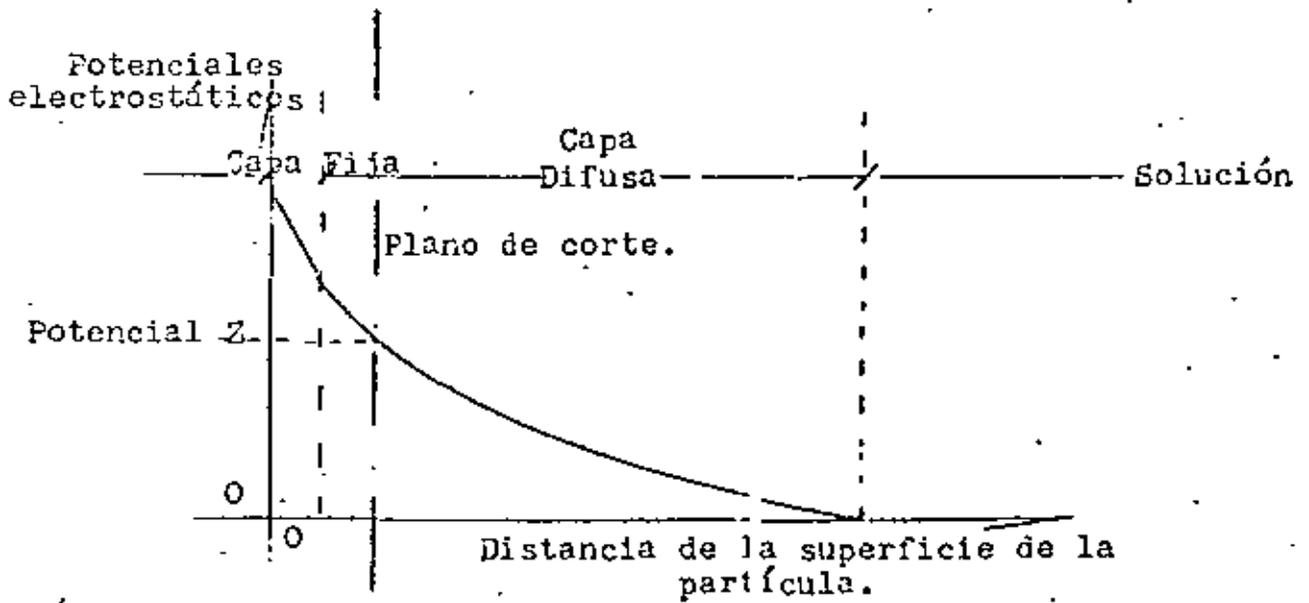
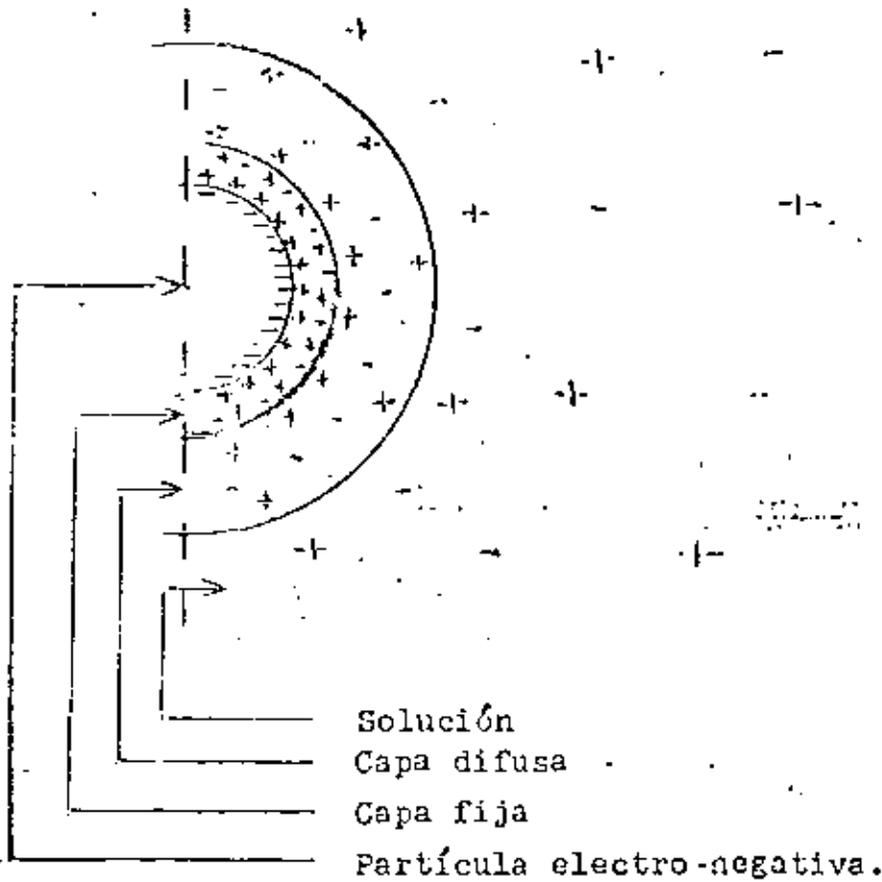
- a).- Naturalmente. (Por la fuerza de gravedad) (Coloides cauducos).

- b).- Por medio de una ultra-centrífuga. (Aplicando una fuerza mayor que la gravedad.)
- c).- Neutralizando su carga eléctrica, ya sea agregando electrolitos, otros coloides de carga contraria o modificando su pH, o una combinación de ellos. (Coloides diuturnos).

Esta última forma es la que tiene importancia para la coagulación de aguas.

Los electrolitos aún en bajas concentraciones, son efectivos para la precipitación de coloides liofóbicos.

El poder de coagulación de un electrolito aumenta con la valencia. HARDY y SCHULZE propusieron la relación: $1:x:x^2$, para iones mono, di y trivalentes, teniendo x un valor de cerca de 30. Otros investigadores han dado valores diferentes y otros, como Sante Mattson o no dan importancia a la regla de valencia o la refutan.



CARACTERISTICAS DE LOS COAGULANTES MAS USADOS.

Los coagulantes son electrolitos, generalmente disociables en iones de altas valencias, usados para la clarificación del agua. Los sulfatos de aluminio y los sulfatos y cloruros de hierro son los normalmente empleados por ser los más baratos.

1.- Coagulantes con base en el sulfato de aluminio.

REGULAR O "FILTRO" ALUMBRE.- La American Water Works en su especificación (B-403-54) dice:

Alúmina: No menos del 17% como Al_2O_3 de alúmina soluble en agua disponible.

Fierro: No más del 0.75%.

Basicidad: Por lo menos 0.3% de Al_2O_3 presente.

Insolubles: Alúmina no purificada: no más del 10%.

Alúmina purificada: no más del 0.5%.

El sulfato de aluminio comercial es un sólido cristalino amarillento o gris sucio, disponible en el mercado en terrones, granulado o en polvo. Actualmente hay tendencia a usarlo en forma líquida.

El sulfato de aluminio comercial tiene de 17 a 18 moléculas de agua.

Alumbre "NEGRO".- Es el alumbre regular al cual se le ha agregado de 2 a 5 por ciento de carbón activado, para la remoción de olores y sabores.

Alumbre "ACTIVADO" .- Tiene menos moléculas de agua de cristalización que el regular, y retiene el ma-

terial insoluble que normalmente se elimina del regular, así como un poco más de sílice.

SOLUCION DE ALUMBRE.- Es el alumbre líquido tomado del proceso de fabricación del alumbre regular justamente antes de la evaporación. Contiene aproximadamente 5 lb/gal de $Al_2(SO_4)_3 \cdot 17 H_2O$, y pesa aproximadamente 11 lbs/gal. Contiene más o menos 8.5 % de Al_2O_3 . Es un líquido claro ambarino de gravedad específica 1.324. Puede obtenerse en carros tanque. La solución se cristaliza a más menos 5°F.

Se usa también otra sal de aluminio, el ALUMINATO DE SODIO.- Los estándares A.W.W.A. tentativos (8405-59T) establecen:

"La forma sólida es un polvo blanco o café que contiene de 70 a 80% de $Na_2Al_2O_4$; en solución es una concentrada con 32% de $Na_2Al_2O_4$.

" El aluminato de sodio sólido deberá contener un mínimo de 75% de $Na_2Al_2O_4$ disponible soluble.

2.- Coagulantes de sales de fierro.

SULFATO FERRICO.- Los sulfatos férricos contienen comunmente de 60 y 90% de $Fe_2(SO_4)_3$. El tamaño de las partículas es variable pero debería ser el adecuado para que pase libremente en los dosificadores, las especificaciones A.W.W.A. dicen que un 95% debe pasar la malla No. 4 y el 100% la del No. 3.

Debe usarse agua caliente para obtener una solución completa.

El sulfato férrico seco es higroscópico requiriendo protección contra la humedad en almacenamientos prolongados.

CLORURO FERRICO.- Puede obtenerse en cualquiera de estas formas:

- a).- Como cristales de FeCl_3 60%, ($\text{FeCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$).
- b).- Como FeCl_3 anhidro 98%. 6
- c).- Como FeCl_3 líquido 39-45%.

SULFATO FERROSO O COPERAS.- Se obtiene como $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ y $\text{FeSO}_4 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$, en la forma seca. Los cristales formados con las 7 moléculas de agua tienen menor tendencia al apelmazamiento. Sin embargo este material produce polvo que irrita fuertemente los ojos. El sulfato ferroso seco es un material blanco azulado, relativamente no-corrosivo y que puede dosificarse con los dosificadores en seco comerciales. Puede dosificarse en combinación con cal, pero es usualmente aplicado, después de disolverse, oxidándolo con cloro a la forma férrica, formando las coperas cloradas.

COPERAS CLORADAS.- Mezcla de cloruro férrico y sulfato férrico preparada agregando cloro a una solución de sulfato ferroso en la relación de una parte de cloro a 7.8 partes de coperas. La sal es altamente corrosiva y deberá manejarse de la manera recomendada para cloruro férrico. Puede prepararse en la planta.

SOLUCION DE SULFATO FERROSO.- La principal fuente de producción del sulfato ferroso seco es el licor del "piclado" de la industria del acero. El material seco preparado por evaporación de ese licor contiene aproximadamente 21% de fierro disponible soluble en -

agua. En años recientes, la industria del acero ha estado vendiendo el sulfato ferroso en solución. Esta solución contiene 7% de hierro disponible soluble en agua. Los porcentajes de material insoluble y acidez libre están en proporción. El costo de la solución es comparable con el del sulfato ferroso seco.

CAL.- No se considera propiamente como un coagulante, pero su uso es requerido en los procesos de coagulación ya sea para; a).- Elevar pH, b).- Aumentar alcalinidad, c).- reducción de CO_2 & para aumentar la carrera de los filtros cuando hay algas. (Véase el artículo de Baylis en PURE WATER, pag. 113 de agosto de 1949.

La cal generalmente se encuentra disponible en dos formas: viva o hidratada. La cal viva u óxido de calcio (CaO) es un polvo (Puede venir en terrones) blanco seco, amorfo, con una gravedad específica de 3.15. Tiene una afinidad peligrosa con el agua, la cual puede extraer del aire o combinarse con ella en el estado líquido, con generación de calor. La acción se llama apagado y da la cal hidratada Ca(OH)_2 , que tiene una gravedad específica de 2.08, es igualmente un polvo blanco amorfo y relativamente insoluble en el agua.

CONSIDERACIONES PRACTICAS EN EL USO DE LOS COAGULANTES.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

1.- SULFATO DE ALUMINIO.- Es con mucho el coagulante más usado. Es efectivo en un rango amplio de pH: Produce agua libre de color. Su pH mejor de trabajo lo consideran algunos investigadores entre 6 y 7.5.

Tiene las siguientes desventajas: Es re-disuelto por los

álcalis en rangos altos de pH. No produce un flóculo efectivo en la sedimentación de plankton.

El sulfato de aluminio en solución tiene la ventaja de requerir un equipo de dosificación muy simple, sin embargo es corrosivo. Si se diluye, los insolubles tienden a sedimentarse obstruyendo tuberías, válvulas, etc.

2.- ALUMINATO DE SODIO.- Entre sus ventajas: no hay necesidad de adicionar álcalis al agua. Hay una precipitación inmediata del hidróxido de aluminio. No aumenta la dureza. Eliminación de corrosividad en el agua. Trabaja en amplio rango de pH. Su desventaja es el costo, que ha evitado se utilice en mayor escala.

3.- COAGULANTES FERRICOS.- Su mayor aplicación es en aguas negras. Sin embargo mencionaremos sus ventajas usados en clarificación de aguas potables:

- a).- El rango de pH es mayor que el del sulfato de aluminio.
- b).- Forma más rápidamente el flóculo, que es más pesado que el formado por el sulfato de aluminio.
- c).- Mejor remoción del plankton, con aumento de la carrera de los filtros.
- d).- Remoción de Manganeso a pH mayores de 9.
- e).- Remoción de H_2S y reducción de olores y sabores.
- f).- Disminuye la tendencia a la formación de "bolas de barro" en los filtros.

Desventajas.- Su costo, mayor que el del sulfato de aluminio. La dificultad de obtener agua libre de color.

- 4.- SULFATO FERROSO.- La solución de sulfato ferroso tiene las mismas ventajas que la solución de alumbre. A causa de la alta solubilidad de las coperas abajo de un pH de 9.5, es útil en la coagulación de aguas alcalinas. De otra forma, deberá agregarse cal. A pH altos el color coloidal natural se estabiliza haciendo impropio el uso de este coagulante.
- 5.- COPERAS CLORADAS.- Ventajas.- Produce un flóculo denso de fácil sedimentación. La coagulación se efectúa en un amplio rango de pH, de 8 ó 9 a 6. A valores mayores de pH 3.5, se forma un flóculo compacto de hidróxido férrico hidratado que no se disuelve en aguas alcalinas. Es particularmente efectivo en la remoción de color, comparado con la relativa ineficiencia de los hidróxidos férrico y ferroso en coloides que tengan un punto isoeléctrico abajo de 7.

MANEJO Y DOSIFICACION DE PRODUCTOS QUIMICOS.Síntesis de puntos a considerar.-

I.- PRODUCTOS QUIMICOS.

A.- Datos de Embarque.

- 1.- Formas disponibles
- 2.- Recipientes y requisitos de embarque.
 - a) Secos.
 - b) Líquidos y soluciones.
 - c) Gases.

B.- Características.

- 1.- Apariencia y propiedades.
- 2.- Pesos volumétricos.
- 3.- Concentración comercial.
- 4.- Solubilidad.

C.- Descarga y Almacenamiento.

- 1.- Productos secos a granel.
- 2.- Productos secos envasados.
- 3.- Líquidos y Soluciones.
- 4.- Gases licuados.

D.- Manejo

- 1.- Materiales para manejo.
- 2.- Acarreo a los dosificadores.

E.- Seguridad.

- 1.- Productos no-Tóxicos
- 2.- Productos tóxicos.
- 3.- Productos corrosivos.
- 4.- Otros peligros.

F.- Tipos de control

- 1.- Manual
- 2.- Semi-automático.
- 3.- Programado.
- 4.- Proporcional.
- 5.- Automático.

II.- DOSIFICADORES.

A.- Tipos de dosificadores.

1.- Volúmetricos.

- a) Bandeja oscilante.
- b) Garganta oscilante.
- c) Disco Rotatorio.
- d) Estrella
- e) Tornillo
- f) Banda
- g) Vibratorio
- h) Otros.

2.- Gravimétricos.

- a) Continuos
- b) Semi-continuos
- c) Pérdida en peso.

3.- Solución.

- a) Desplazamiento no positivo.
 1. Decantador. Tubo Acodado.
 - 2.- Crificio.
 - 3.- Rotámetro.
- b) Desplazamiento positivo
 - 1.- Cucharón rotatorio
 - 2.- Bombas de Proporcionamiento.

4.- GAS.

B.- ACCESORIOS.

- 1.- Agitadores en la tolva.
- 2.- Cámaras de solución.
- 3.- Elevadores de cangilones.
- 4.- Colectores de polvo.
- 5.- Alimentación neumática.
- 6.- Instrumentos y control

C.- MANTENIMIENTO.

- 1.- Herramientas.
- 2.- Partes de repuestos
- 3.- Lubricación.
- 4.- Registros.
- 5.- Reparaciones.

III.- DOSIFICACION.

A.- Definiciones.

- 1.- Dosis.
- 2.- Velocidad de alimentación.
- 3.- Concentración de la solución.

B.- Procesos de Tratamiento.

- 1.- Agua.
 - a) Coagulación.
 - b) Desinfección.
 - c) Fluoración.
 - d) Ablandamiento
 - e) Olores y Sabores.
 - f) Estabilidad
 - g) Otros.
- 2.- Aguas Negras.
 - a) Coagulación.
 - b) Desinfección.
 - c) Control de olores.
 - d) Reducción de D.B.O.
 - e) Secado de lodos.

C.- Control

- 1.- Análisis químicos
- 2.- Instrumentación.

UNIDADES DE MEZCLA RÁPIDA.

Su diseño está controlado por las reacciones que ocurren en la desestabilización de las partículas coloidales. En la mayor parte de los casos, los polímeros se forman en el agua a tratar o se agregan directamente al proceso, después de la cual son adsorbidos en la superficie de las partículas coloidales. Esta adsorción es generalmente muy rápida e irreversible.

En la coagulación de agua natural, normalmente los coloides son muy resistentes a la ruptura y pueden tolerar un período corto de agitación vigorosa. Esto no ocurre en el tratamiento de aguas residuales y acondicionamiento de lodos, en donde las partículas son generalmente frágiles y de fácil ruptura. Una agitación vigorosa pudiera requerir un monto adicional de coagulante, por lo que se prefieren períodos mayores de agitación, con menor intensidad y entradas múltiples para introducir los coagulantes.

El mezclado instantáneo es menos esencial cuando se utilizan polímeros sintéticos de alto peso molecular, ya que no necesita formarse dentro del sistema y su adsorción es más lenta, debido a su mayor tamaño.

PRECIPITACION QUIMICA.-

La precipitación química en tratamiento de agua residual involucra la adición de químicos para:

- A).- Remoción de D.B.O. y Sólidos Suspendidos.
- B).- Remoción de fósforo.
- C).- En combinación con la adsorción en carbón activado proporciona un tratamiento completo, eliminando la necesidad de tratamiento biológico, (Tratamiento físico-químico).

Eficiencias.- Dependiendo de la dosis es posible obtener efluentes claros, removiéndose de 80 a 90% de la materia suspendida, 50 a 55% de la materia orgánica total y 80 ó 90% de las bacterias.

En el proceso de coagulación se distinguen las siguientes operaciones:

1.- Mezclado rápido.

Para la dispersión inmediata y uniforme de los coagulantes en la masa de agua.

2.- Floculación o mezclado lento.

Para estimular por medios mecánicos o hidráulicos la aglomeración de las partículas desestabilizadas en flóculos compactos de fácil sedimentación.

3.- Sedimentación.

La separación por gravedad de los flóculos de la masa líquida.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Júnió 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

9. ESTACIONES DE BOMBEO

ING. ARNULFO PAZ SANCHEZ
Jefe de la Oficina de
Plantas de Tratamiento
D.D.F. (Cd. de México)

I. ESTACIONES DE BOMBEO PARA AGUAS
NEGRAS Y PLUVIALES.

II. CARCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NE-
GRAS.

ANEXO 91. ESTACIONES DE BOMBEO PARA AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES.

Normas de diseño para proyecto de cárcamos de bombeo y casas de bombas. Selección de equipos. Protección de las instalaciones. Dispositivos de seguridad.

101.- Generalidades.

En el diseño de alcantarillados puede ser necesario bombear aguas negras, aguas pluviales o la mezcla de ellas, en zonas donde se recolecten en cotas tales que la descarga resulta imposible o antieconómica por gravedad, para alimentar las plantas de tratamiento, para elevar aguas negras o pluviales de sitios muy bajos y conectarlos a algún colector o para verter las aguas en corrientes o cuerpos receptores.

102.- Bombeo de aguas negras. Necesidad del bombeo.

En ocasiones es necesario elevar las aguas negras para evitar excavaciones muy profundas generalmente en terrenos de poca o ninguna pendiente; en otras, con objeto de obtener una carga suficiente para el paso del agua a través de las unidades de tratamiento o bien para su disposición en algún sitio conveniente.

Es necesario un estudio económico para decidir si es más conveniente el uso de una sola estación o varias que drenen diversas zonas de la población.

El bombeo de aguas negras deberá hacerse continuamente por los problemas que se derivan del almacenamiento prolongado de ellas. Un máximo de 2 horas es aconsejable para evitar que entren en estado séptico, (carencia de oxígeno disuelto), aún cuando existen recomendaciones para tiempos de retención promedio menores.

Las estaciones de bombeo lógicamente deben ser eficientes y seguras, previendo posibles paros. El diseño, elección de equipos y sistemas de operación se harán en atención a la seguridad de un bombeo continuo.

El Departamento de Salud del Estado de Nueva York resume así los requisitos para el diseño de una estación de bombeo.

- a) Las estaciones principales tendrán por lo menos 3 bombas, con capacidades tales, que si la unidad mayor queda fuera de servicio, las 2 restantes puedan bombear el gasto máximo.
- b) Los tamaños y capacidades deben ser proporcionales a las

variaciones volumétricas de las aguas negras.

- c) Se contará con dos fuentes de energía distintas para mover los equipos de bombeo.
- d) Las estaciones de bombeo secundarias deben tener equipo por duplicado.
- e) De preferencia, los equipos deben estar bajo techo.
- f) Se recomienda el uso de bombas de eje vertical.
- g) Las tuberías de succión y descarga no deben ser menores de 4" ϕ .
- h) Para reparaciones y limpieza, las bombas deben colocarse en cámaras de donde puedan ser extraídas fácilmente.
- i) Los equipos deben estar precedidas de rejillas de operación manual o automática, para la eliminación de objetos grandes flotantes o suspendidos.
- j) Se deberá diseñar un paso lateral (by-pass) de emergencia.

103.- Bombeo de aguas pluviales y combinadas.

Durante la época de lluvias, las estaciones de bombeo tienen que trabajar con gastos mucho mayores que los normales durante el estiaje. En los alcantarillados combinados, las aguas negras se tratan solo parcialmente pasándolas a través de rejillas y desarenadores y diluidas por el agua de lluvia se bombean conjuntamente al sitio de vertido.

Donde sea posible, las estaciones de aguas pluviales deberían localizarse en áreas donde pueda ser almacenada agua sin originar inundaciones. Esta posibilidad reducirá los efectos del pico del escurrimiento a la estación, contribuyendo a disminuir su tamaño y capacidad instalada.

104.- Capacidad de las estaciones de bombeo.

La capacidad inicial de la estación será suficiente para cubrir un período de diseño de por lo menos diez años. Los gastos iniciales serán muy pequeños, de modo que las condiciones para escurrimiento mínimo, deberán ser tales que el período de retención de las aguas negras no origine molestias y que los equipos sean de tal capacidad, que no permanezcan parados mucho tiempo. Deberán preverse los requisitos futuros para la instalación de equipos grandes.

La capacidad de la estación deberá ser adecuada para el gasto máximo. Los gastos mínimos también afectarán el diseño de los canales de rejillas y el tamaño del cárcamo húmedo.

La capacidad de los equipos se selecciona de la siguiente manera:

- a) Si solo se instalarán dos equipos, la capacidad de cada bomba deberá ser igual al gasto máximo.

b) Si hay una gran diferencia entre los gastos máximo y mínimo, convendría instalar un mínimo de tres bombas, una grande y dos chicas que manejen el 200% del Q máximo entre las tres, o bien el número que se estime adecuado para manejar el gasto de acuerdo con las variaciones locales.

c) Si es factible conocer con cierto grado de precisión, las variaciones del gasto, sería aconsejable tener un mínimo de 4 bombas de las siguientes capacidades: Una con una capacidad igual o ligeramente mayor que el gasto mínimo, otra para un gasto igual o ligeramente mayor que el gasto medio, la tercera para un gasto igual o ligeramente mayor que el máximo, de tal manera que las capacidades de las dos más pequeñas sumen la capacidad de la mayor. La cuarta será una bomba de reserva con una capacidad igual a la mayor.

La capacidad de los equipos de reserva o el porcentaje de seguridad de capacidad instalada, dependerá de condiciones locales. En caso de que sea posible la instalación de un paso lateral (by pass) la capacidad será un mínimo.

105.- Tipos de estaciones de bombeo.

Existen básicamente dos tipos:

a) Estaciones de dos cámaras. En una se tiene la entrada del agua y el depósito de almacenamiento en donde se conecta la succión (cámara o cárcamo húmedo) y en la otra, que se denomina cámara o cárcamo seco, se colocan los equipos de bombeo. Figuras 1, 2 y 3.

b) Estaciones de una cámara. Generalmente usadas para bombas de eje vertical y consisten de una sola cámara o cárcamo en donde se tienen la entrada del agua, el almacenamiento necesario y los equipos de bombeo. Figuras 4, 5 y 6.

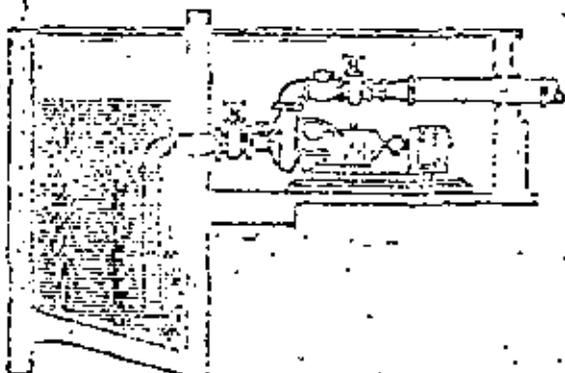


FIG. # 1

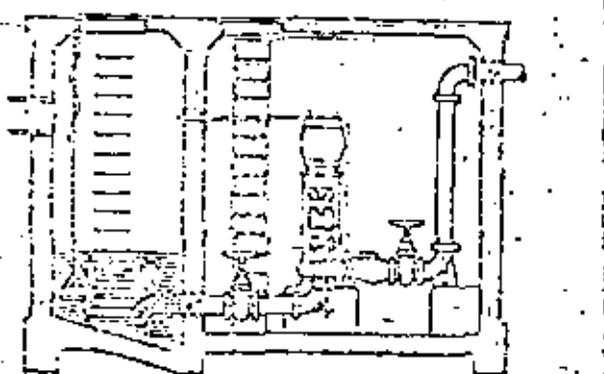


FIG. # 2

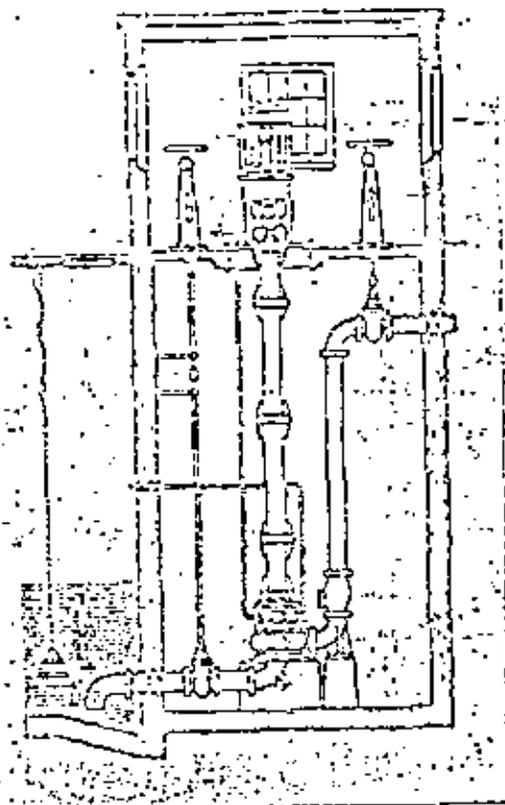


FIG. # 3

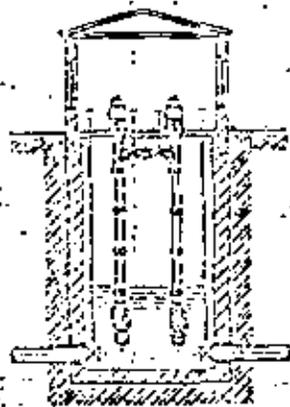


FIG. # 4

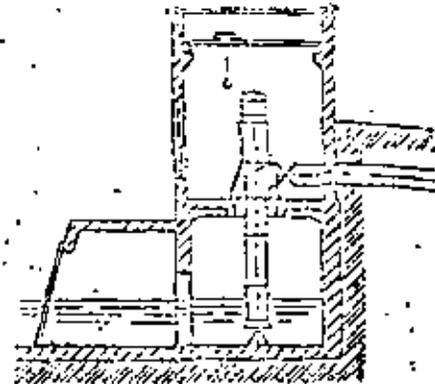


FIG. # 5

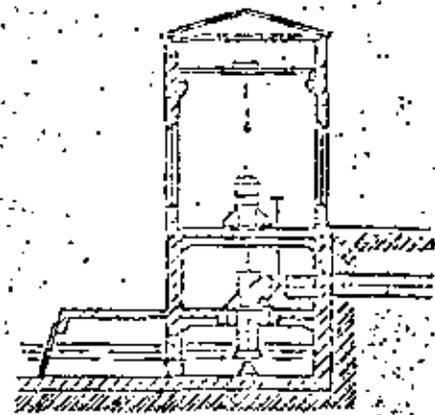


FIG. # 6

106.- Diagramas de diseño de estaciones de bombeo.

Existe una gran variedad de posibilidades para el diseño de la estación. Las figuras siguientes muestran diversos arreglos que pueden servir de orientación.

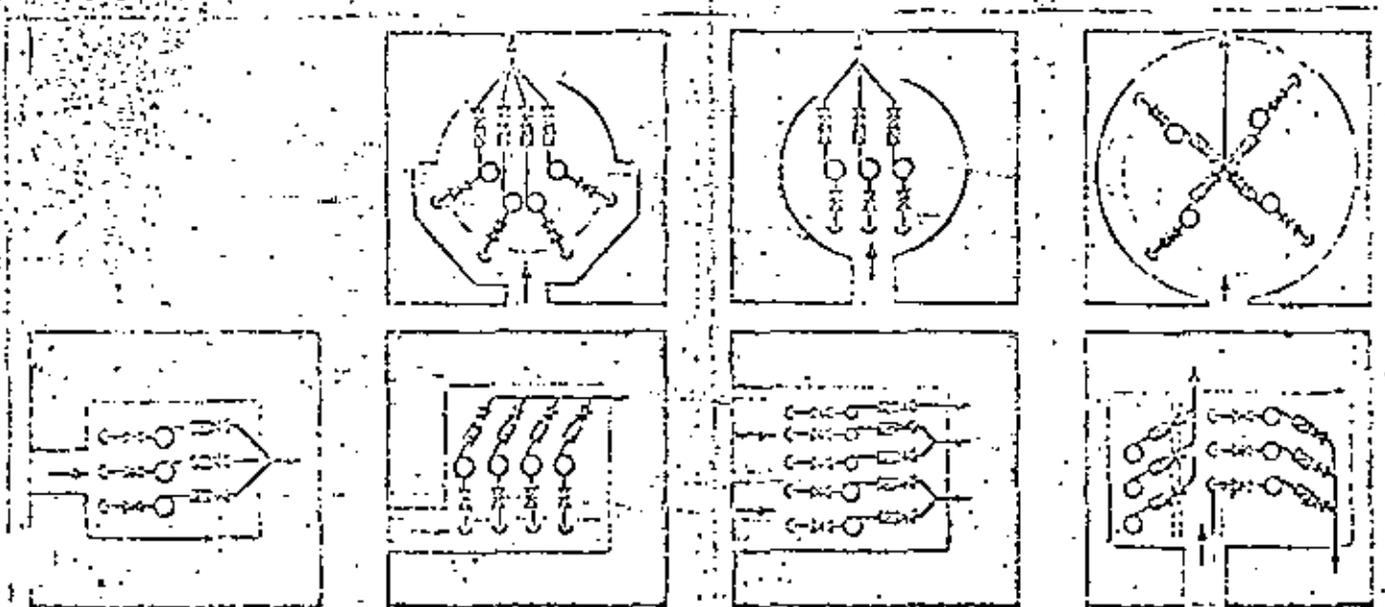


FIG # 7

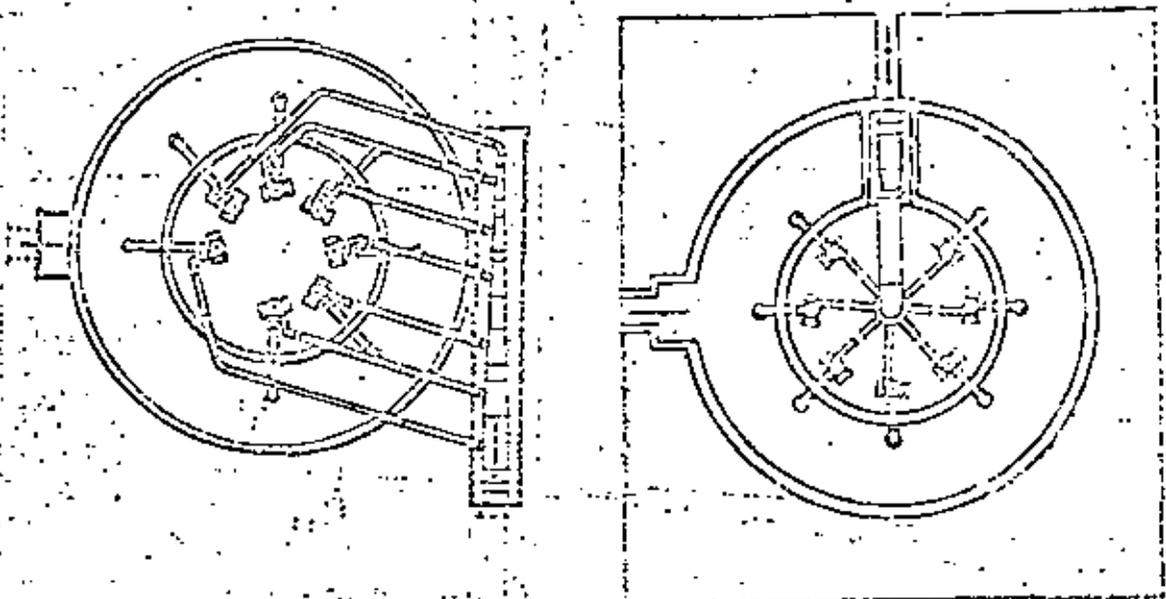


FIG. #8

107.- Factores a considerar en el diseño de la estación.

- 1.- Gastos en la estación de bombeo. - Deberá hacerse un análisis de los gastos de bombeo máximo y mínimo, tanto para las necesidades inmediatas como para las necesidades futuras.
- 2.- Alturas de bombeo. - Deberá contarse con información relativa a las alturas de succión y descarga y alturas totales, estáticas y dinámicas que se tendrán bajo las diferentes condiciones de bombeo.
- 3.- Requisitos de potencia. - Los requisitos de potencia son el producto de los gastos y alturas de bombeo considerando las eficiencias de los equipos. Se cuantificarán para condiciones normales y críticas.
- 4.- Localización. - Deberá considerarse:
 - a) Topografía.
 - b) Características geológicas. (Estudio de la mecánica del suelo).
 - c) Zona que rodea a la estación.
 - d) Comunicaciones.
 - e) Peligros potenciales, como inundaciones, fuego, vientos, temblores.
 - f) Altura del nivel freático.
- 5.- Energía. - Para la energía eléctrica deberá conocerse: ciclaje, fases, voltaje, limitaciones de carga, picos permisibles y demandas ordinarias, factor de potencia,

confiabilidad, costos y otras:

6.- Fuentes auxiliares de energía.- Es común en estas instalaciones contar con una fuente auxiliar de energía. Cuando se usan motores eléctricos, la energía auxiliar será proporcionada por máquinas de combustión interna existiendo dos posibilidades:

- a) Que cada bomba tenga un cabezal de engranes en donde se conecte la máquina de combustión interna.
- b) Que exista una máquina de combustión interna que proporcione la energía para la planta completa; ella -- arrancará automáticamente mediante un relevador cuando la energía eléctrica falle y parará cuando se restablezca.

7.- Tipos de bombas.- Para la elección del tipo de bomba deberán tomarse en cuenta los siguientes factores: clase de agua, grado de contaminación, naturaleza, tamaño y -- cantidad de sólidos arrastrados.

La forma, tamaño del impulsor y el tipo de bomba estarán acordes también con el tipo de servicio.

A. Bombas para manejar aguas negras crudas.

Básicamente, únicamente impulsores con pasajes amplios -- deben usarse para manejar aguas negras crudas con cualquier clase de sólidos; el tamaño de los pasajes depende del máximo tamaño de sólidos.

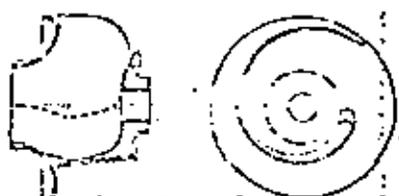


FIG. #9

Las bombas con impulsores de un solo paso (fig. 9) son las más apropiadas. Los impulsores de estas bombas tienen únicamente un solo pasaje de área transversal uniforme de la entrada a la salida y de un tamaño igual a -- la descarga de la bomba.

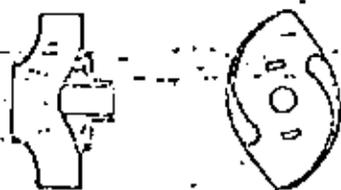


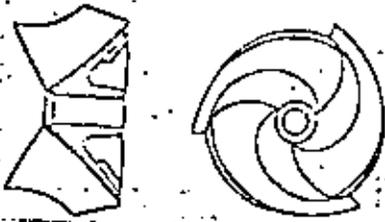
FIG. #10

Los impulsores de las bombas intascables (Non clog) tienen grandes aberturas y pasajes anchos -- (fig. 10) y pueden usarse para grandes capacidades.

B. Bombas para manejar aguas negras cribadas o tamizadas.

Las aguas negras que han pasado por rejillas o tamices -- pueden bombearse fácilmente por equipos con impulsores --

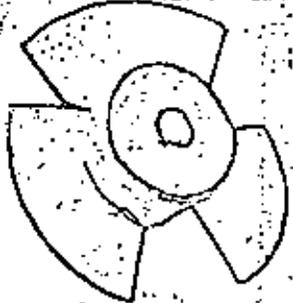
FIG.# 11



inatascales (fig. 10).

El área trasversal de los impulsores deberá ser aproximadamente 10% más grande que el tamaño máximo de sólidos arrastrados.

FIG.# 12



Para pequeñas cargas y gastos grandes, pueden usarse bombas de escurrimiento mixto (fig. 11) si la proporción de sólidos es pequeña.

C. Bombas para manejar agua pluvial.

Las aguas pluviales cribadas y desarenadas pueden manejarse adecuadamente por bombas de escurrimiento mixto o axial (fig. 12).

D. Bombas para manejar efluentes tratados.

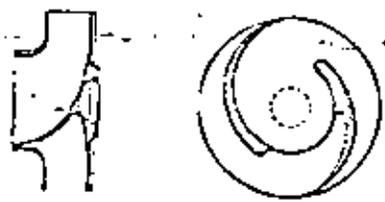
Después de su paso por los tanques de sedimentación, el efluente tratado puede manejarse por bombas de escurrimiento mixto o axial (fig. 11 y 12). Para altas cargas, bombas de tipo radial con descargas grandes se usan sin problemas.

E. Bombas para irrigación.

El tipo de bomba anterior puede usarse para la irrigación con efluentes tratados. En caso de cargas muy grandes pueden usarse bombas de paso múltiple.

F. Bombas para manejar lodos crudos.

FIG.#13



Bombas con impulsores inatascales redondeados son apropiadas para manejar lodos procedentes de tanques de sedimentación primaria y secundaria, (fig. 13). Si los lodos contienen material fibroso pueden usarse impulsores inatascales de un solo pasaje.

G. Bombas para manejar lodos digeridos.

FIG.# 14



El impulsor de tipo semi-abierto con álabes en forma de S (fig. 14) son los apropiados para manejar lodos digeridos.

La clasificación para una bomba determinada puede fijarse calculando su velocidad específica (Ns) en el punto de máxima eficiencia. La expresión de (Ns) en unidades inglesas es la siguiente:

$$N_s = \frac{rpm \sqrt{GPM}}{\text{pies}^{3/4}}$$

Los valores apropiados de Ns para los diversos tipos de bombas son:

- a) Bombas de escurrimiento radial: Menos de 4,200 rpm, para entrada única que son las que normalmente se usan para bombeo de aguas negras y pluviales, por estar menos sujetas a atascamientos. (fig. 15)
- b) Bombas de escurrimiento mixto: Entre 4,200 y 9,000 rpm. Generalmente requieren sumergencia positiva. (fig. 16).
- c) Bombas de escurrimiento axial: Entre 8,000 y 16,000 rpm. Requieren sumergencia positiva. (fig. 17).

Características relativas de las bombas centrífugas.

Descripción	Esc. radial.	Esc. mixto	Esc. axial
Capacidades usuales.		300 lps	600 lps
Cargas usuales.	#	De 7.50 a 15 m.	De 0 a 10 m.
H a cero Q/H nominal.	125 a 140 %	165%	200% aprox.
Características de la potencia.	Aumenta con la capacidad.	Plano	Disminuye con la capacidad.

* Las cargas para bombas inatacables pueden ser limitadas.

Comparación entre bombas horizontales y verticales

A. - Las bombas de flecha horizontal son adecuadas para:

- a) Grandes capacidades.
- b) Donde hay disponible suficiente espacio.
- c) Donde la probabilidad de inundación del motor es baja.

B. - Las ventajas de las bombas de eje horizontal sobre las de eje vertical incluyen:

- a) Mayor eficiencia.
- b) Mantenimiento más sencillo.
- c) Fácil y económica de instalar.
- d) Más bajo costo para igualdad de capacidades.

La desventaja principal es que se requiere la construcción de dos cámaras.

C. - Ventajas de las bombas verticales.

- a) Altas cargas de descarga cuando se diseñan adecuadamente.
- b) Magníficas características.
- c) Menor espacio para la instalación.
- d) Operación suave y silenciosa.
- e) Los motores se pueden localizar lo suficientemente alto sin peligro de inundaciones.
- f) En general, trabajan con carga en la succión.

Desventajas:

- a) Dificultades en el mantenimiento.
- b) El peso de las partes rotatorias debe ser soportado por un solo apoyo.
- c) El costo inicial es mayor.
- d) Probablemente son más sensibles a las condiciones de la succión.

Sistemas característicos:

En el bombeo de aguas negras y pluviales es más común el trabajo de bombas en paralelo. La construcción de las curvas características (H-Q) se indican en las figuras 18 y 19, para bombas iguales y diferentes. Las curvas de operación conjunta se obtienen sumando las capacidades de cada bomba para la misma carga.

Para conocer los puntos de operación de las bombas, se superpone la curva de fricción del sistema, sin embargo deberán corregirse las curvas (H-Q), como se indica adelante.

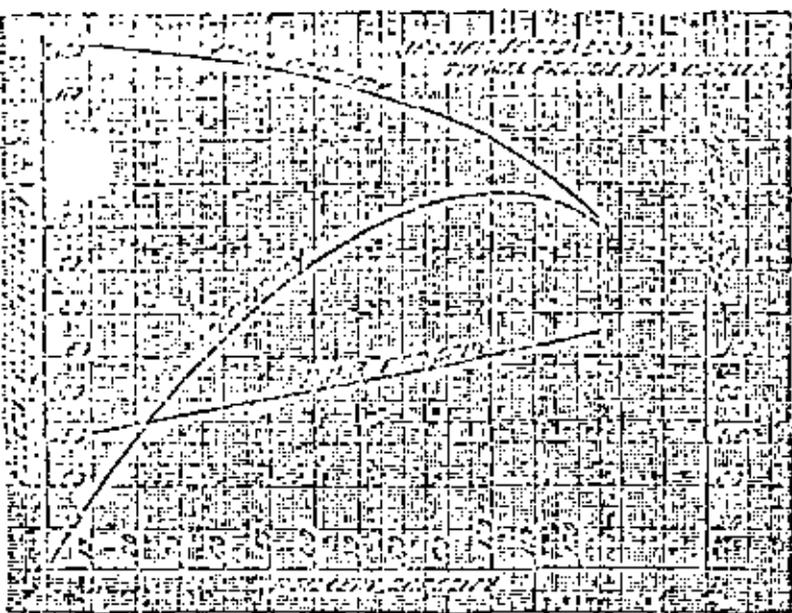


FIG # 15

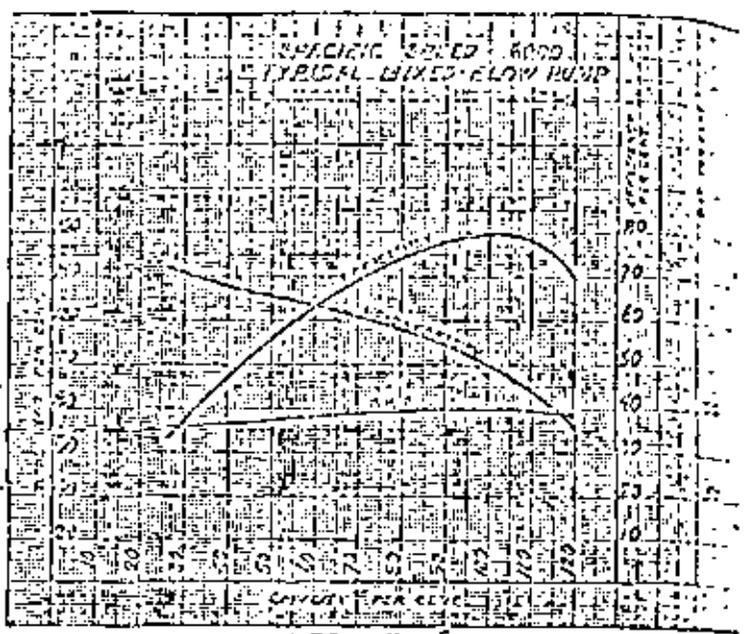


FIG. # 16

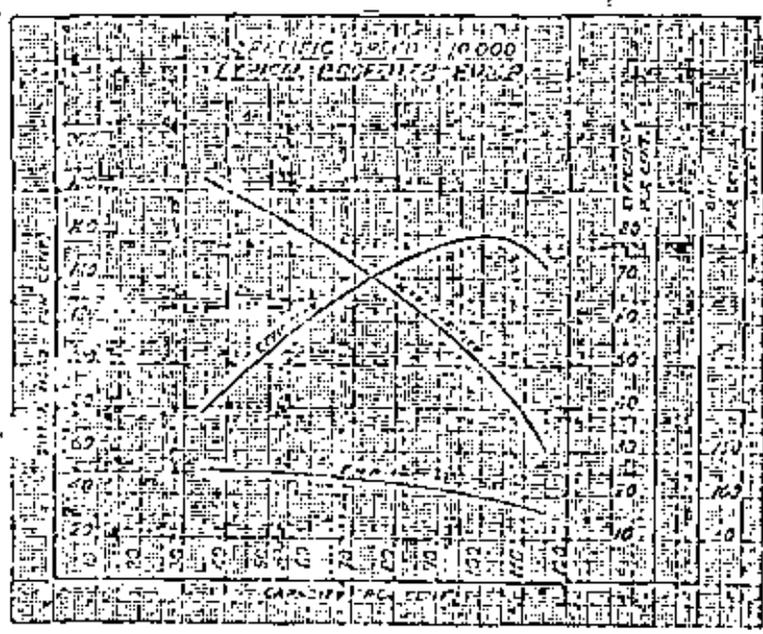
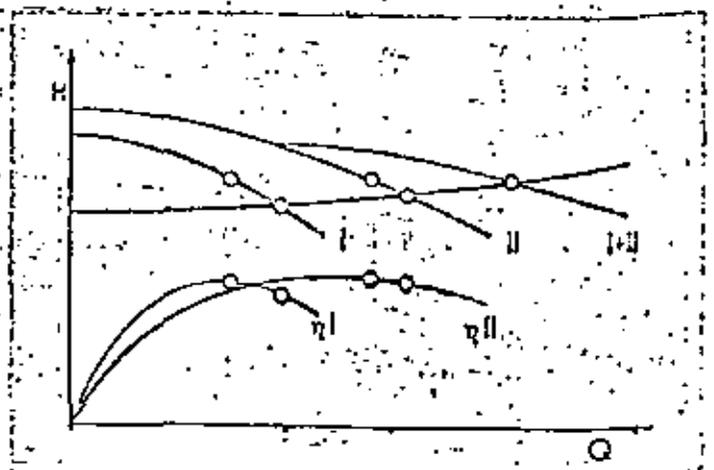
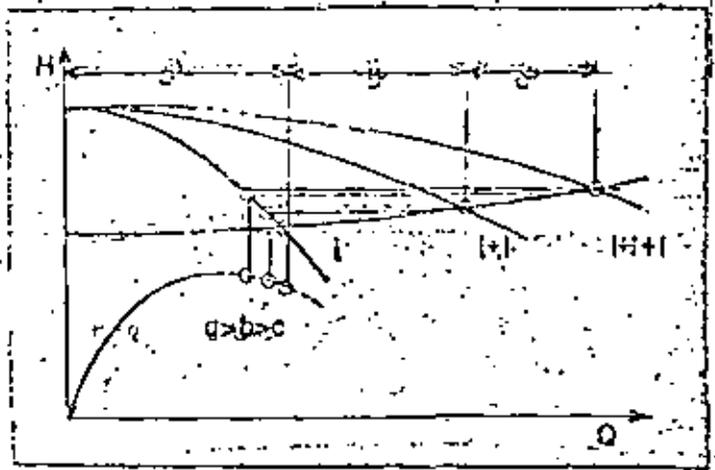


FIG. #17



Como los niveles del cárcamo húmedo varían, es común graficar dos sistemas de fricción, uno para el nivel mínimo (carga estática máxima) y el otro para el nivel máximo (carga estática mínima). Además, deberían hacerse las curvas de fricción para diferentes valores del coeficiente de fricción. Es común que el máximo valor de C sea 140 y el mínimo 100.

Los sistemas de fricción incluyen únicamente aquella parte del sistema común a todas las bombas; ello proporciona una curva modificada que incluye únicamente el funcionamiento del múltiple (incluyendo la carga estática), excluyendo las pérdidas de succión y descarga de cada bomba considerada independientemente. Para considerar estas pérdidas, que dependen exclusivamente del gasto particular de cada equipo, deberán corregirse las curvas (H-Q) de cada uno de ellos, calculando las pérdidas para diversos gastos y restándolas de los valores de la curva característica. Combinando las curvas modificadas se obtienen las correspondientes al funcionamiento en paralelo. La figura siguiente (20) ilustra el procedimiento.

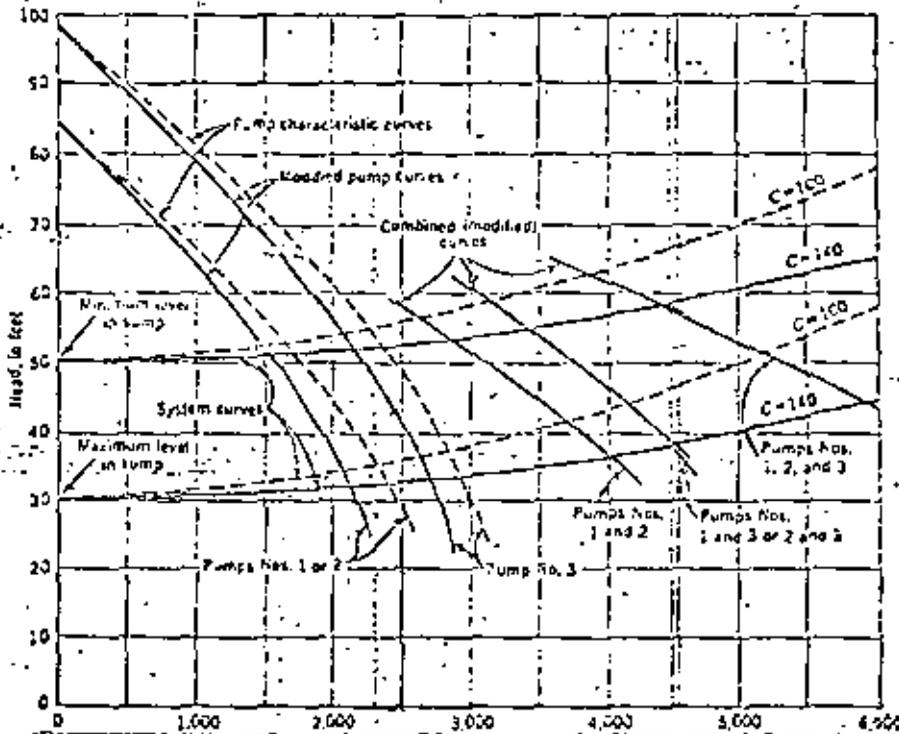


FIG. # 20.

Se considera buena práctica seleccionar las bombas que proporcionen el gasto máximo a la carga máxima. Sin embargo, el punto (H-Q) que satisface este requisito, no será necesariamente el que corresponda a la máxima eficiencia. Las bombas deberían seleccionarse con máxima eficiencia para las condiciones promedio.

Selección de bombas.

Probablemente el mayor problema con que se enfrente al ingeniero que diseña una estación de bombeo, es la elección de

la clase, tipo, capacidad, carga y detalles de la bomba o bombas que se usarán en el sistema. Hay tal variedad de bombas disponibles y tantas aplicaciones de cada una, que a menudo es difícil restringir la elección a una unidad específica. Sin embargo, por medio de las consideraciones siguientes y un análisis económico del sistema se puede llegar a una selección apropiada.

A. - Métodos de selección.

Las bombas se eligen por cualquiera de los siguientes 3 métodos:

- a) Se proporciona a uno o más fabricantes los detalles completos de las condiciones de trabajo de los equipos y se requiere una recomendación y oferta de las unidades que ellos consideren las más apropiadas.
- b) En el caso más usual, el diseñador elige un tipo de bomba y con los datos de operación se licitan los equipos.
- c) Puede usarse una combinación de estos métodos.

B. - Datos que deben proporcionarse al fabricante.

- a) Número de unidades.
- b) Características del agua: temperatura, pH, tendencias corrosivas, etc.
- c) Limpia y libre de materias suspendidas o turbia o arenosa.
- d) Capacidad. Variaciones.
- e) Condiciones de la succión. Altura o carga en la succión Dimensiones y esquemas de las tuberías.
- f) Condiciones de la descarga. Carga estática. Variaciones. Pérdidas. Dimensiones y esquemas de las tuberías.
- g) Carga dinámica total. Variaciones.
- h) Servicio continuo o intermitente.
- i) Bomba horizontal o vertical. - En caso de ser vertical: -
Si va en cámara seca o húmeda.
- j) Energía disponible. Características. Fases. Voltaje, etc.

k) Que limitaciones en cuanto a espacio, peso, o transportación hay.

l) Localización de la instalación.

Geográfica.

Elevación sobre el nivel del mar.

Instalación interior o a la intemperie.

Rango de temperaturas ambientes.

m) ¿Hay algún requisito especial o preferencia con relación al diseño, construcción o funcionamiento de la bomba?

Recomendación sobre la especificación de la carga dinámica.

Aunque la carga dinámica puede ser calculada con bastante exactitud, es necesario una especificación cuidadosa de las condiciones de la instalación para evitar errores en la selección de la bomba. La causa más común de errores es la acumulación de factores de seguridad antes que se elija el punto final de operación de la bomba. Muchos factores y valores muy liberales pueden producir una elección con excesivo consumo de potencia y posiblemente altos costos de mantenimiento.

Factores de seguridad.

Una vez conocida la capacidad y la carga dinámica generalmente debe aplicarse un factor de seguridad a cada dato. El valor exacto de estos factores varía de un individuo a otro y de una condición a otra. Los valores usuales son 10% aún cuando pueden ser hasta de un 50%.

Las cotizaciones de los fabricantes deberán contener la información siguiente:

Número del modelo de la bomba.

Clase.

Tipo.

Materiales y detalles de construcción.

Mecanismo motriz. Potencia y característica.

Curvas de funcionamiento o tabulación.

Peso.

Precio.

Tiempo de entrega.

Dibujos o catálogos.

Garantías.

Instalación.

Condiciones de pago.

Seguros, etc.

Una vez recibidas las proposiciones se procederá a la evaluación de ellas por medio de cuadros comparativos, debiendo revisarse detenidamente cada una de las características de los equipos propuestos.

Golpe de ariete.

Como en general estas instalaciones trabajan con cargas bajas, los problemas debidos a variaciones de la presión, decididas al golpe de ariete, son mínimos, ya que en las condiciones más desfavorables se presentarían una caída o sobre-elevación de presión iguales a la carga estática.

8.- Características de los cárcamos.

Pueden ser de una sola cámara o de dos. Se tendrán en cuenta su disposición relativa, la altura de succión, los accesos, su profundidad y forma.

9.- Diseño de los cárcamos.

A. Dimensiones de las cámaras.

Las cámaras secas se dimensionarán de acuerdo con el número y tamaño de las unidades a instalarse, pero debe considerarse el espacio necesario para:

Válvulas y accesorios.

Controles eléctricos.

Mortiguadores del golpe de ariete.

Tuberías derivadoras. (By passes).

Múltiples de succión y/o descarga, los cuales pueden ser subterráneos, superficiales o elevados, horizontales o verticales, en instalación interior o exterior.

Apoyos y atraques.

Accesos.

Las unidades se colocarán de manera que ocupen el mínimo espacio debiendo considerarse la circulación entre unidades y el tamaño de las bases.

Se necesita una capacidad de almacenamiento, en las estaciones de bombeo de aguas negras o pluviales donde no sea posible diseñar o programar el arranque y parada de las unidades automáticamente, con motores de velocidad variable, que se sincronicen exactamente con los gastos de bombeo correspondientes a los influentes.

La selección de la capacidad adecuada es crítica, porque afecta el tiempo de retención de las aguas en la estación y la frecuencia de operación de los equipos de bombeo. El efecto de almacenamiento en las alcantarillas puede considerarse parte de la capacidad de almacenamiento de la estación, pero comúnmente se considera solo en aquella porción que se relaciona con las condiciones de gasto máximo.

Desde el punto de vista mecánico, es aconsejable operar una bomba, si no continuamente, si por periodos largos, pero tal funcionamiento no es compatible con el mantenimiento de con

diciones aerobias en las aguas negras, si el tiempo es muy prolongado.

La forma de la cámara húmeda y el período de retención deben ser tales, que la sedimentación de sólidos sea mínima y las aguas negras no entren en estado séptico.

La mayor parte de los reglamentos basan el tiempo de retención en el gasto medio de diseño, pero los gastos máximo y mínimo son los factores determinantes para su dimensionamiento. Los resultados deseados pueden lograrse, con un mínimo de objeciones, excepto en estaciones muy grandes, si el tamaño de la cámara es tal, que con cualquier combinación de bombeo e influente, el ciclo de operación de cada bomba no será menor de 5 a 15 minutos y el período máximo de retención no será más de 30 minutos como promedio, a dos horas como máximo. Los equipos muy grandes deberán operar con los tiempos mayores.

Puede verse que para llenar las condiciones anteriores, el diseño de la cámara debe coordinarse con la selección tanto de unidades individuales de bombeo, como con los niveles de arranque y parada.

Un período grande de retención originará olores objetables de las aguas negras sépticas y la acumulación de lodos en el fondo puede aumentar la molestia y la frecuencia de atascamiento de las bombas. De acuerdo con ello, los tiempos de retención deben mantenerse lo más bajo posible, compatibles con la operación adecuada de los equipos de bombeo.

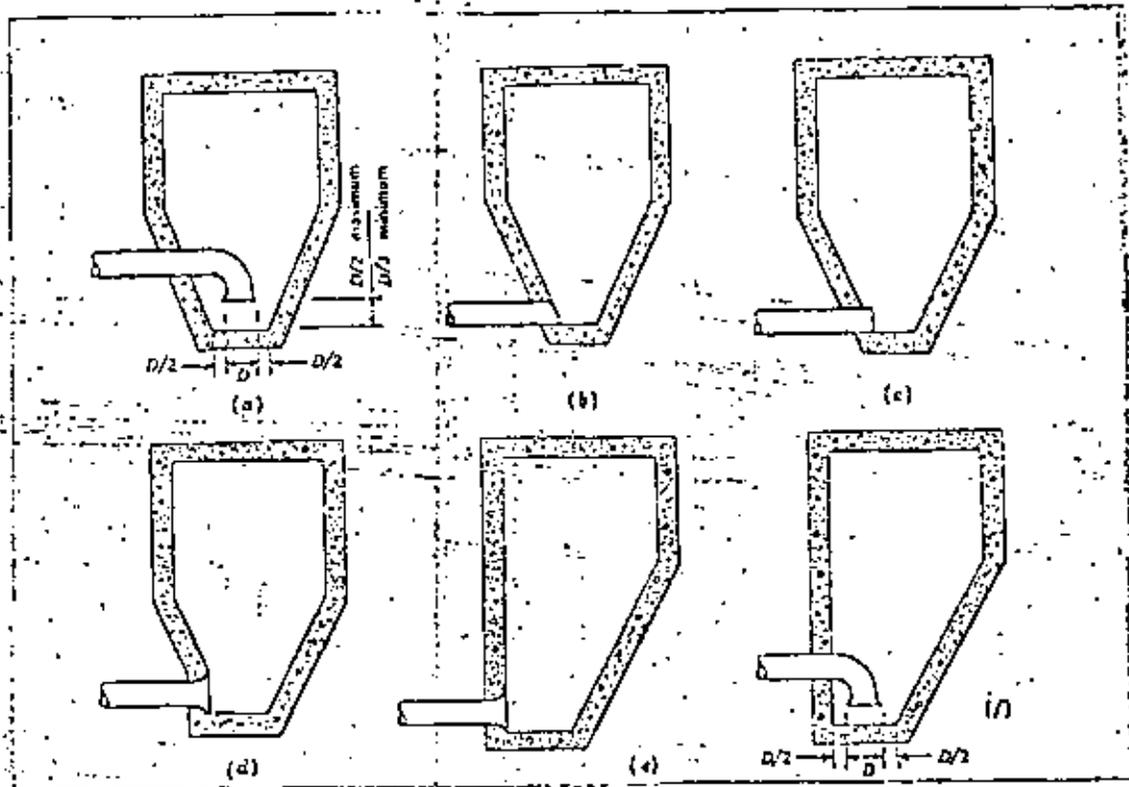
Hay diversos criterios para el diseño. Algunos establecen que el nivel de aguas negras en la cámara húmeda debe mantenerse arriba de la carcasa durante todo el ciclo de operación, asegurando un cebado continuo. Esto obliga a la construcción de cárcamos más profundos. Otros, diseñan de manera que solo el nivel de arranque esté arriba de la carcasa, por lo tanto la bomba operará en condiciones de succión durante un tiempo, hasta que para, lo cual no es muy objetable en bombas inatascables de escurrimiento radial. Una instalación diseñada así requerirá una purga en la bomba de por lo menos 3/4 pulgada, que descargue en la cámara húmeda.

Se acepta comunmente que el nivel máximo debe ser tal, que los tubos de entrada no se sobrecarguen, para que sean mantenidas las velocidades evitando depósitos de sólidos y la formación de lodos productores de sulfuros.

Para el diseño del fondo hay muchos criterios. Algunos autores proponen pendiente de 1:1; pero el mínimo de problemas ocurrirá si se usa la relación 1:1.75.

Se indican a continuación diversos arreglos, recomendándose la entrada acampanada.

FIG. #21



Para el cálculo del volumen se utilizan dos criterios: --

- 1) El indicado en el anexo III y que puede resumirse como sigue:

Eligiendo tres bombas, dos chicas y una grande de modo que la suma de las dos chicas sea igual a la grande, se tiene:

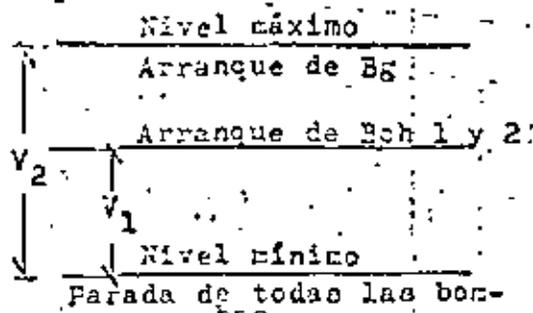
$$a) 2 B_{ch} + B_g = 2 Q \text{ máx. (para 200\% de la capacidad instalada).}$$

$$b) 2 B_{ch} = B_g$$

De a y b se obtienen las capacidades de las bombas.

Eligiendo los niveles de arranque y parada de los equipos como se indica en la figura siguiente, se tiene:

Figura # 22



Para un tiempo de retención = T_r ,

$$T_r = \frac{V_1}{Q \text{ mín}} + \frac{V_1}{B_{ch} - Q \text{ mín}}$$

De esta expresión obtenemos V_1 , llenándose el requisito del tiempo de retención.

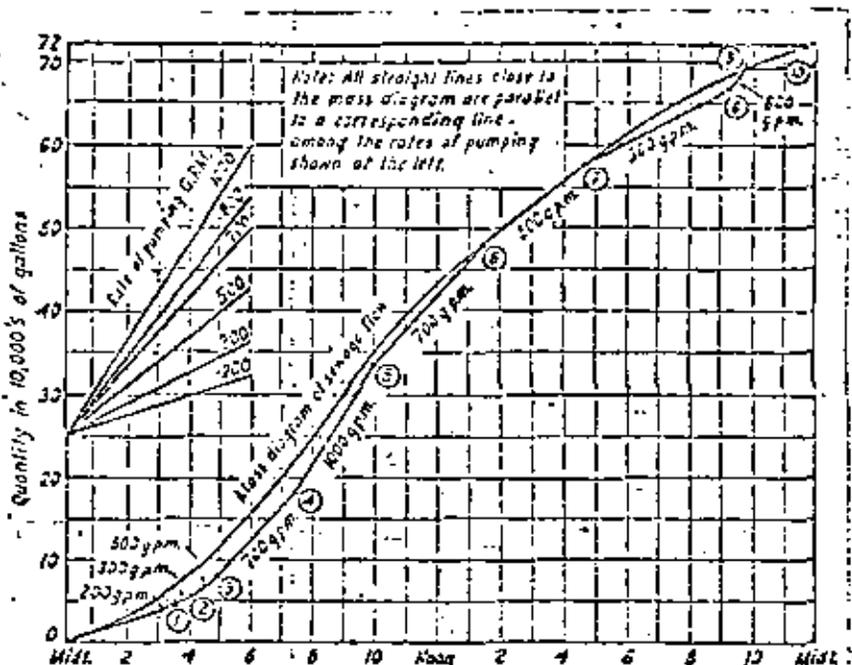
Para el cálculo de V_2 , utilizamos el tiempo que debe trabajar una bomba como mínimo = OB, por tanto:

$$B_g \times OB = V_2$$

Con las dos expresiones anteriores quedan fijos los niveles de arranque y parada de los equipos.

2) Utilizando el diagrama de masas. Este procedimiento se usa cuando se dispone de datos confiables de los influentes a la estación de bombeo. Véase figura 23.

FIG. #23



El diseño de cámaras húmedas para estaciones de aguas pluviales requiere un cuidadoso estudio donde se instalen bombas verticales de escurrimiento axial. Estas bombas son muy sensibles al arreglo del influente, espaciamiento entre unidades y distancias del fondo y muros laterales. En las figuras siguientes se indican los valores aconsejables. En instalaciones muy grandes, sería conveniente el uso de modelos hidráulicos.

10.- Motores eléctricos.

Se deberán considerar: tipo, velocidad, voltaje, potencia y sobrecarga. Reguladores de velocidad, corriente de arranque y de operación. Eficiencias con y sin carga.

11.- Subestación eléctrica.

Tipo, capacidad y dimensiones.

12.- Tableros eléctricos y controles.

Instrumentos de medición: voltímetros, amperómetros, factorí

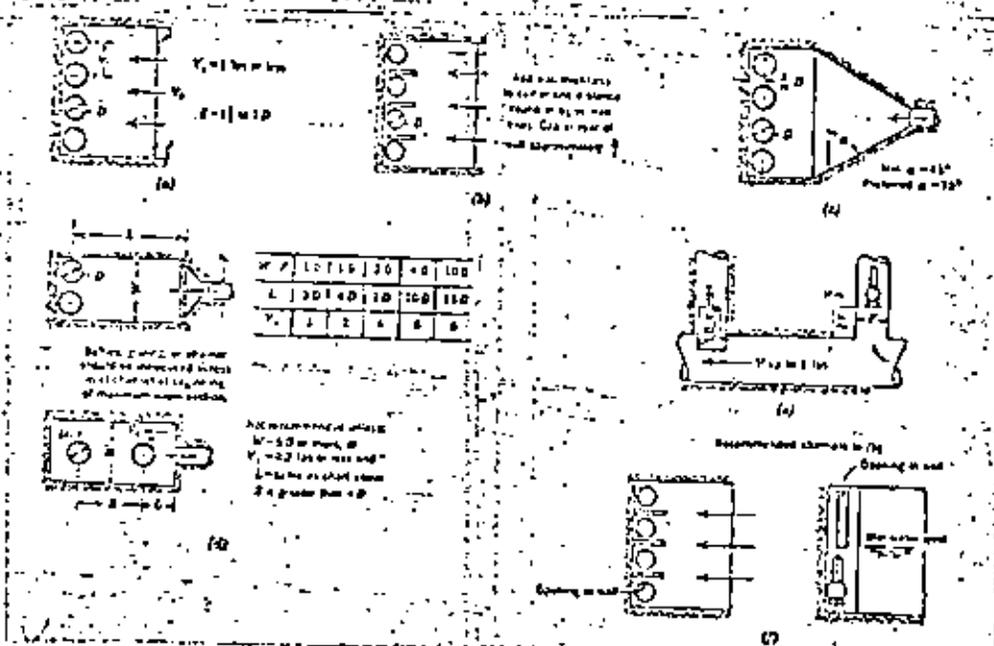


Figura # 24

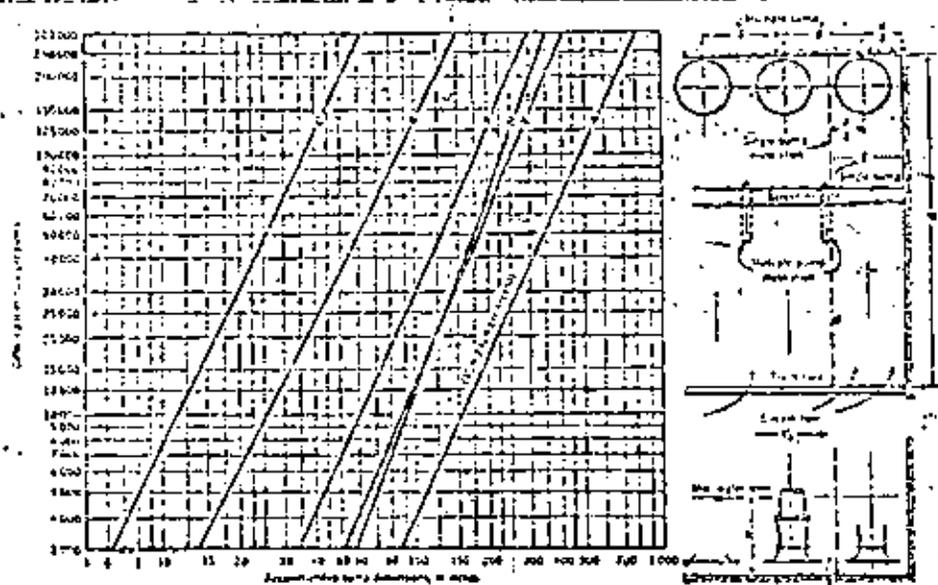


Figura # 25

13. - Tuberías, válvulas y accesorios.

Se consideran con especial atención a la economía, Accesibilidad para reparaciones y operación. Pendientes, apoyos, atraques, desfuegos, amortiguadores de golpe de ariete, protección contra corrosión y cargas externas.

Forma de operación de las válvulas, (manual, eléctrico o mecánico).

Uso de juntas flexibles, de expansión y otras.

Planeación de la instalación.

Existe una serie de reglas para realizar una instalación correcta y que se deducen de los puntos importantes que hay que tomar en cuenta para llevarla a cabo, a saber:

- a) Asegurar una succión estanca y que evite la posible acumulación de aire.
- b) El área de la succión deberá ser igual o mayor que el de la descarga.
- c) Evitar en la succión presiones dinámicas asimétricas y/o turbulencia excesiva.
- d) Asegurar que la presión absoluta sea mayor que la presión de vapor de agua.
- e) Siempre que sea posible evitar instalaciones con altura de succión. Cuando se tengan que hacer así, se deberá hacer el estudio de la altura de succión permisible.

$$H_s \text{ permisible} = H_b - H_{pv} - H_f - CNPS.$$

En donde, H_b es la altura barométrica; H_{pv} , la presión de vapor a la temperatura del agua; H_f , las pérdidas de carga en la succión y CNPS, la carga neta positiva de succión requerida.

f) Colocar dispositivos que conserven el cebado de la bomba.

g) Colocar válvulas de seccionamiento para: realizar fácilmente las reparaciones y controlar el gasto.

Accesorios.

a) Juntas flexibles.

En general se usan juntas Gibault para conectar tuberías de fierro fundido y asbesto-cemento y juntas

Dresser para tuberías de acero.

Su uso puede ser necesario para:

Unir tubos de extremos lisos.
Tomar esfuerzos causados por:
Movimientos diferenciales.
Cambios de temperatura.
Vibraciones.

b) Atraques.

Deberán atracarse perfectamente las tuberías, debiendo hacerse el estudio dinámico correspondiente.

Materiales.

En general, las válvulas son de fierro fundido y requieren conexión con bridas.

Las piezas especiales pueden ser de acero o fierro fundido.

Se recomienda que los múltiples sean de acero con piezas soldadas, con la debida protección contra la corrosión. Los múltiples de fierro fundido con el uso de conexiones con bridas, pueden requerir la fundición de muchas piezas que no sean de fabricación estándar, aparte de que el ajuste de la instalación resulta molesto.

Las líneas de succión y descarga pueden ser de: asbesto-cemento, concreto, acero y/o fierro fundido.

14.- Edificios.

Servicios, arquitectura, diseño estructural.

Almacén y talleres. Casa del encargado. Caseta de vigilancia.

15.- Automatización y medición.

Las fluctuaciones del gasto hacen necesaria la automatización de la operación de los equipos, lo cual se logra por medio de fuelles neumáticos, electrodos y arrancadores que reciben la señal de alternadores y selectores según una secuencia predeterminada. No se aconseja el uso de flotadores para el arranque o parada de las bombas.

Para la medición en canal abierto se aconseja el uso de los medidores Marshall y Palmer Boklus. En la medición en tuberías resulta conveniente el uso de medidores magnéticos o de hélice.

16.- Pretratamiento.

Las aguas negras contienen ramas, palos, hojas, trapos, plásticos, papel, vidrio, arena, cenizas, etc. que pueden atascar o dañar las bombas. Por lo cual para asegurar una operación satisfactoria deberán removerse por medio de rejillas, tamices y desarenadores. También pueden usarse desmenuzadores. Si el agua negra es de carácter exclusivamente doméstico (alcantarillados separados) puede eliminarse el desarenador. Véase anexo IV.

17.- Facilidades para mover los equipos.

18.- Características de la estación.

Las estructuras serán de diseño simple y funcional. Los equipos se instalarán en locales bien ventilados y limpios, con facilidades para maniobras. Las cámaras húmedas serán cubiertas y tendrán registros para su inspección y limpieza, también tendrán pendiente hacia la succión de la bomba.

II. CARCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS

1. Resumen (en español y en inglés) - - - - -	1
2. Enfoque general del problema - - - - -	2
3. Diseño del cárcamo de bombeo - - - - -	3
a) Información disponible y supuestos - - - - -	3
b) Información deseada - - - - -	4
c) Operación automática - - - - -	5
1. Modalidades de diseño - - - - -	5
2. Método analítico - - - - -	7
2.1. Fórmula general - - - - -	7
2.2. Fórmulas específicas - - - - -	9
2.3. Casos límites - - - - -	9
2.4. Obtención de un volumen principal y de la suma de las capacidades de las bombas - - - - -	12
2.5. Posibilidades de arreglo de los electrodos - - - - -	20
2.6. Obtención de las capacidades de cada bomba - - - - -	23
4. Resultados - - - - -	30
5. Discusión y conclusiones - - - - -	30
6. Agradecimientos - - - - -	31
7. Referencias - - - - -	31

1. RESUMEN.- Este trabajo es una aproximación analítica al diseño de cárcamos de bombeo de aguas negras. Se hace una somera revisión del tradicional método gráfico, señalándose sus defectos, y se enlista la información disponible y la deseada. Mediante un modelo intuitivo de manantial sumidero para el cárcamo, se deducen varias fórmulas que proporcionan el volumen deseado. Se incluye una breve discusión estadística de las fluctuaciones del hidrograma y su impacto en el volumen del cárcamo. A continuación se señalan las ventajas y desventajas de diversos arreglos de los electrodos de arranque y parada, y se hacen recomendaciones sobre el número y capacidades de las bombas.

1. ABSTRACT.- This work is an analytical approach to design of wet pit for sewage pumping stations. A quick revision of the traditional graphical method is done, pointing out its defects, and the available and desired information are listed. By means of an source-sump intuitive model for the wet pit, some formulas that render the wished volume are deduced. This included a brief statistical discussion about hydrogram fluctuations and its influence on wet pit volume. Afterwards are pointed out the advantages and disadvantages, of several arrangements of start-stop electrodes, and recommendations are given about number and capacities of pumps.

2. ENFOQUE GENERAL DEL PROBLEMA.- El problema que este trabajo intenta examinar y resolver es el relativo al cálculo analítico del volumen de un cárcamo de bombeo de aguas negras; para esto se desarrollan varias fórmulas. No se han abordado aspectos tecnológicos de detalle como forma y dimensiones del cárcamo, tipos y selección de bombas, etc. Se analizan también los diversos arreglos de electrodos y el número y capacidad de los equipos de bombeo, considerando que forman parte integral del problema principal.

Hasta donde llegan los conocimientos del autor, sólo existe otra aproximación analítica al diseño de cárcamos (No. 2 de las Referencias). En cuanto al método gráfico tradicional, se le puede hallar en varias partes (nos. 1, 3; y 4 de las Referencias). Sin embargo, el autor no ha encontrado ningún tratamiento suficientemente amplio del asunto, y eso lo ha movido a realizar el presente trabajo.

En la actualidad, cuando existen equipos de bombeo de velocidad variable, y otros adelantos análogos, podría ponerse en duda la utilidad de buscar mejoras en el diseño de cárcamos para equipos de velocidad constante; pero el autor piensa que, sobre todo para los países no-industrializados, todavía durante algún tiempo se proyectarán básicamente el tipo de cárcamos de que trata el presente trabajo.

3. DISEÑO DEL CÁRCAMO DE BOMBEO, Y DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES DE LAS BOMBAS.

a) Información disponible y supuestos.

Deberá contarse con la siguiente información por vía:

- 1) Tipo requerido de operación: Automática o manual.
- 2) Caudales medios anuales en la actualidad y al fin de cada etapa a considerar.

(En conexión con esto será conveniente disponer explícitamente de la población a servirse, actual y futura de las dotaciones actual y futura, y del coeficiente de aportación).

- 3) Registro de variaciones horarias en el influente.

Se supone que tal registro es el mejor promedio para la etapa o para todo el período.

- 4) Requisitos impuestos por la naturaleza de las bombas.

Tiempo mínimo entre arranques y paradas o viceversa.

- 5) Requisitos impuestos por la naturaleza del agua negra:

Tiempo máximo de retención.

El diseño se basará en los siguientes supuestos:

- 1) Las bombas son de velocidad constante y única.
- 2) Las bombas tendrán la mínima capacidad posible.
- 3) El cárcamo tendrá el mínimo volumen posible.
- 4) Se buscará la mínima complicación posible en el arreglo de los electrodos.
- 5) No hay lapso mínimo para el intervalo arranque-arranque o parada-parada de una a otra bomba.

b) Información deseada.

- 1) Volumen total del cárcamo: Págs. 12 a 18

2) Número y capacidades de las bombas: Págs. 28 y 29

3) Niveles de instalación de los electrodos: Págs: 20 o 27

4) Tiempo máximo de retención: Págs: 18 y 19

CÁRCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NEGRASSUMARIO:

I. Enfoque general del problema.

II. Diseño del cárcamo de bombeo.

a) Información disponible y supuestos.

b) Información deseada.

c) Operación automática:

1. Modalidades de diseño.

2. Método analítico:

2.1. Fórmula general.

2.2. Fórmulas específicas.

2.3. Casos límites.

2.4. Obtención de un volumen principal y de la suma de las capacidades de las bombas.

I. ENFOQUE GENERAL DEL PROBLEMA.

El problema que este trabajo intenta examinar y resolver es el relativo al cálculo analítico del volumen de un cárcamo de bombeo de aguas negras; para esto se desarrollan varias fórmulas. No se han abordado aspectos tecnológicos de detalle como forma y dimensiones del cárcamo, tipos y selección de bombas, etc.

7. DISEÑO DEL CÁRCAMO DE BOMBEO, Y DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES DE LAS BOMBAS.

a) Información disponible y supuestos.

Deberá contarse con la siguiente información previa:

- 1) Tipo requerido de operación: Automática o manual.
- 2) Caudales medios anuales en la actualidad y al fin de cada etapa a considerar.

(En conexión con esto será conveniente disponer explícitamente de la población a servirse, actual y futura; de las dotaciones actual y futura, y del coeficiente de aportación).

- 3) Registro de variaciones horarias en el influente. Se supone que tal registro es el mejor promedio para la etapa o para todo el período.
(Sobre este punto véase
- 4) Requisitos impuestos por la naturaleza de las bombas. Tiempo mínimo entre arranques y paradas o viceversa.
- 5) Requisitos impuestos por la naturaleza del agua negra: Tiempo máximo de retención.

El diseño se basará en los siguientes supuestos:

- 1) Las bombas son de velocidad constante y única.
- 2) Las bombas tendrán la mínima capacidad posible.
- 3) El cárcamo tendrá el mínimo volumen posible.
- 4) Se buscará la mínima complicación posible en el arreglo de los electrodos.
- 5) No hay lapso mínimo para el intervalo arranque-arranque o parada-parada de una a otra bomba.

b) Información deseada.

- 1) Volumen total del cárcamo:
- 2) Número y capacidades de las bombas:
- 3) Niveles de instalación de los electrodos:
- 4) Tiempos mínimos y máximos previstos entre arranques y paradas, o viceversa; porcentaje del día que los equipos arrancan y paran con lapsos menores o iguales a un valor dado:
- 5) Tiempo máximo de retención:

c) Operación automática.

Definición: Se entenderá que un cárcamo posee operación automática cuando todo el sistema funciona guiado exclusivamente por su disposición intrínseca, y el operador interviene sólo en situaciones de emergencia (es decir, situaciones cuya inclusión dentro del esquema de automatismo habría significado un importante aumento en los costos de instalación y operación).

A fin de lograr el automatismo, cada bomba arranca y para obedeciendo a las señales enviadas por interruptores especiales, llamados electrodos, que son accionados a su vez por los diversos niveles de agua en el cárcamo.

Las principales situaciones de emergencia son:

- Alteraciones muy notables en los máximos y mínimos diarios de caudal influente.
- Descompostura de una o más de las bombas.

1. Modalidades de diseño.- En general se pueden seguir dos métodos para el diseño de cárcamos de bombeo de aguas negras (y esto se aplica también en operación manual): Gráfico y analítico.

Método gráfico: A base del registro de variaciones diarias del influente, se dibuja la curva de masas respectiva; luego, se asume un volumen para el cárcamo, el número y capacidades de las bombas, y un arreglo de electrodos, y se grafica contra la de masas la curva de descarga del sistema de bombas (curva que, por brevedad, será llamada de aquí en adelante "escala ra"; debido a su forma peculiar). Se comprueba que en ninguna parte se hayan violado los lapsos mínimos y máximos establecidos previamente para arranque-para-da y viceversa de las bombas. Si se han violado, se varían las asunciones sobre cárcamo y bombas, y se vuelve a tantear, y así sucesivamente.

Se ve, pues, que el método gráfico es tedioso, largo y sujeto a errores de dibujo y apreciación; además, no es muy frecuente que rinda los mejores resultados posibles.

Método analítico: Se expondrá a continuación, y se

Por otro lado, q depende también del arreglo de electrodos, precisamente a través de la función escalón; sea λ algún parámetro que caracteriza ese arreglo. Luego, $q = \phi_2(t, \lambda)$.

Restricciones: El volumen de la región deberá satisfacer dos restricciones importantes.

1. Los lapsos arranque-parada y viceversa para el sumidero tendrán que ser mayores o iguales que un cierto valor mínimo t_0 (a fin de no acortar la vida útil de las bombas).
2. Los lapsos en que el sumidero está cerrado no deben ser mayores que un cierto valor máximo T (tiempo de septización). En general, requerimos que $T >$ tiempo total de retención.

De todo lo anterior se infiere que, puesto que la región no está conectada al exterior más que a través del manantial y el sumidero, la interacción de éstos determinará a cada instante el volumen v de aquélla, considerando también las restricciones.

$$\text{Es decir, } v = \phi_1[\phi_1(t), \phi_2(t, \lambda), t_0, T] \quad (1)$$

$$\text{o sea, } v = \phi_1[Q, q, t_0, T]$$

Reemplazando t_0 y T por su término genérico t ,

$$v = \phi_2[q, Q, t]$$

Como, por otra parte, Volumen = tiempo x caudal, podemos escribir así nuestra fórmula general:

$$v = t (r q_i - s Q_j) \quad (2)$$

en que r y s son coeficientes que servirán para asignar valores dados a las variables q y Q , y i y j son subíndices con el mismo objeto. El símbolo $-$ (resta) se explica porque, por definición, q y Q son acciones opuestas sobre v .

El fluido, en nuestro caso, será agua negra municipal.

2.2. Fórmulas específicas. Se pueden teóricamente presentar los siguientes casos:

a) Está obturado el manantial. Se ha dicho ya que, siempre, $Q \neq 0$; en rigor, queríamos significar que las probabilidades de tener $Q = 0$ son muy pequeñas. No obstante, para fines de este análisis asumiremos que sí se presenta $Q = 0$. Luego, en la fórmula 2,

$$V = t(rq_g) \quad (3)$$

b) Está obturado el sumidero. Es decir, ninguna bomba funciona;

$\therefore q = 0$. En (2)

$$V_2 = t(sQ_j) \quad (4)$$

c) Funcionan el manantial y el sumidero. Tenemos entonces, que $Q \neq 0$ y $q \neq 0$, y volvemos a la (2)

$$V_3 = t(rq_g - sQ_j) \quad 2$$

2.3. Casos límites. En lo que sigue emplearemos la siguiente nomenclatura:

Para Q = gasto variable influente,

- subíndice 1 = máximo horario;
- " 0 = medio anual;
- " -1 = mínimo horario;
- " a = actual;
- " f = futuro (fin de etapa o período de diseño).

Coficiente K = Factor total máximo horario =
= razón del caudal máximo horario al caudal medio anual =
= $Q_{1a} \div Q_{0a} = Q_{1f} \div Q_{0f}$

Coefficiente $K' = \text{Factor total mínimo horario} = Q_{1a} \div Q_{0a} = Q_{1f} \div Q_{0f}$

Para $q = \text{gasto variable de extracción, subíndice } 1 = 1\text{-ésima bomba; } n = \text{número de bombas.}$

- a) Está obturado el manantial. - Consideremos la fórmula 3. - Puesto que interesa minimizar el volumen V necesario para acumular la cantidad tq a ser bombeada, haremos $t = t_0$; y a primera vista parecería que también debemos hacer $q = q_{\text{mín}}$. Por el contrario, demostraremos que hay que tener $q = q_{\text{máx}}$.

Decimos, pues, que $V_1 = t_0 q_{\text{máx}}$.

Supongamos un cierto volumen $V < t_0 q_{\text{máx}}$. Como en general $tq = V$, se tendrá, reemplazando $V : tq < t_0 q_{\text{máx}}$.

Si ahora $q = q_{\text{máx}}$, $t < t_0$, lo que no es permisible; por tanto, $V_1 = t_0 q_{\text{máx}}$, LQOD.

Para tener $q_{\text{máx}}$, en ③ haremos $rq_g = \sum_1^n q_i$; luego, finalmente,

$$V_1 = t_0 \sum_1^n q_i \quad \text{⑤}$$

- b) Está obturado el sumidero. Con argumentos análogos a los anteriores se puede demostrar que, en ④ debemos hacer $t = t_0$; $s = k$; $j = of$.

Luego, $V_2 = t_0 k Q_{0f}$.

Pero como $K Q_{0f} = Q_{1f}$, tendremos:

$$V_2 = t_0 Q_{1f} \quad \text{⑥}$$

- c) Funcionan el manantial y el sumidero. - Similarmente, se encuentra que el volumen adecuado provendrá de hacer máximo el factor $(rq_g - sQ_j)$; examinaremos en qué condiciones se verifica esto:

En primer lugar, el factor es una diferencia; luego llegará a su máximo si uno de los términos es máximo y el otro mínimo. Además, tal cosa puede efectuarse de dos maneras:

1.- Si $rq_g = \sum_1^n q_i$ y $sQ_j = Q_{-1a}$

2.- Si $rq_g = q_1$, en que q_1 es la menor de las bombas, y $sQ_j = Q_{1f}$.

Más, para que el cárcamo logre vaciarse alguna vez, es evidente que, a menos de agrandarlo desmesuradamente, debe tenerse $\sum_1^n q_i \geq Q_{1f}$:

pero q_1 podría ser mayor, igual o menor que Q_{-1a} . Si es mayor o igual, preferiremos el factor construido en la 1.ª forma; por otro lado, en la pág. 20 se indica por qué es inconveniente $q_1 < Q_{-1a}$. En conclusión, adoptaremos:

$$V_3 = t_0 \left(\sum_1^n q_i - Q_{-1a} \right) \quad (7)$$

2.4. Obtención de un volumen principal v de la suma de las capacidades de las bombas.

a) Definiciones.

Volumen principal:- Es el que media entre el nivel de arranque y el nivel de parada (o, en general, entre cada par de niveles arranque-parada, si son varios) para una bomba cualquiera. Lo denotaremos V_p .

Hidrograma constante: Será aquél que se mantenga idéntico a sí mismo a través del tiempo; es decir, aquél cuya forma y parámetros no cambian con el transcurso de los días.

b) Obtención preliminar de V_p y $\sum q$.- En el número 2.3 hallamos tres posibles volúmenes para el cárcamo: V_1 , V_2 y V_3 . Pero como en todos ellos interviene t_0 , serán en realidad volúmenes principales. Trataremos ahora de elegir uno de los tres, notando que cualquiera cumple los requisitos de to.

Vamos a suponer que nuestra red descarga siempre según un hidrograma constante.

Observemos V_1 : para cumplirse requiere que Q sea nulo, es decir que en un momento dado todas las fuentes individuales que aportan al manantial cesen simultáneamente de enviar sus caudales. Es claro que la probabilidad de que tal cosa acaezca es despreciable. Por tanto eliminaremos V_1 de entre los volúmenes a elegir.

Nos quedan V_2 y V_3 . Por economía, nos interesará escoger el menor. Veamos cómo afecta esto a $\sum q_i$.

Sea V_2 el menor: $Q_{1f} < (\sum q_i - Q_{-1a})$;

$$\therefore \sum q_i > Q_{1f} + Q_{-1a}. \quad (a)$$

Sea ahora V_3 el menor: evidentemente,

$$\sum q_i < Q_{1f} + Q_{-1a}. \quad (b)$$

Se ve entonces que será más ventajosa la condición (b); luego, adoptamos V_3 .

Por otra parte, conocemos ya el límite inferior de $\sum q_i$; así

$$Q_{1f} \leq \sum q_i < Q_{1f} + Q_{-1a}.$$

En resumen: salvo que exista alguna razón especial para avanzar hacia el límite superior, haremos

$$\boxed{\sum q_i = Q_{1f}} \quad (8)$$

Reemplazando este término en la ecuación (7) obtenemos (9)

$$\boxed{v_p = t_0(Q_{1f} - Q_{-1a})} \quad (9)$$

c) Discusión estadística. En el literal anterior hemos supuesto que trabajábamos con un hidrograma constante; pero en la rea-

lidad el hidrograma cambia, en mayor o menor medida, de un día para otro. Intentaremos ahora estimar cómo afectan tales variaciones a los resultados (8) y (9).

Nomenclatura: Población actual = P_a ;
 " futura = P_f ;
 Dotación actual = D_a ;
 " futura = D_f ;
 Factor de crecimiento poblacional = a ;
 Factor de aumento dotacional = b ;
 Factor de aportación = c (invariable en el período).

Si arbitrariamente definimos como "normal" a nuestro hidrograma promedio, con respecto a él podrán darse esencialmente los siguientes tipos de desviación:

- 1) En la magnitud de máximos y mínimos;
- 2) En el número de máximos y mínimos;
- 3) En la forma de la onda; y
- 4) Combinaciones de 1, 2 y 3.

En lo que sigue nos ocuparemos solamente del 1er. tipo, entendiendo que los otros, si se presentan muy acentuados, originarán una emergencia y causarán la intervención del operador.

Supongamos entonces que las desviaciones standard de K y K' son, respectivamente σ_K y $\sigma_{K'}$.

Refiriéndonos a la ecuación (9), vemos que interese será considerar sólo aquellas desviaciones de K y K' que hagan al factor $(Q_{1f} - Q_{1a})$ mayor de lo que es, porque, dado v_p , eso implicaría $t < t_0$, lo cual necesitamos evitar; en consecuencia, analizaremos tres casos principales:

-) $K + \sigma_K$;
-) $K' - \sigma_{K'}$;
-) $K + \sigma_K$ y $K' - \sigma_{K'}$ juntos.

Si llamamos v'_p a aquel volumen mayor que v_p re-

sultante de introducir las desviaciones standard, lo que vamos a buscar es un factor $F > 1$ tal que $v'_p = F v_p$.

Por comodidad, sean $K_1 = K + \sigma_k$;

$$K'_1 = K' - \sigma_{k'}. \text{ Además}$$

se tendrá que $K_1 Q_{of} = Q'_{1f}$;

$$K'_1 Q_{oa} = Q'_{-1a}.$$

Caso α) $V_p = to(Q_{1f} - Q_{-1a})$;

$$V'_{p\alpha} = to(Q'_{1f} - Q'_{-1a});$$

$$\frac{V'_{p\alpha}}{V_p} = \frac{to(Q'_{1f} - Q'_{-1a})}{to(Q_{1f} - Q_{-1a})} = \frac{K_1 Q_{of} - Q_{-1a}}{K Q_{of} - Q_{-1a}}.$$

Pero $Q_{of} = c P_f D_f$; $P_f = a P_a$; $D_f = b D_a$;

$$Q_{-1a} = K' c P_a D_a.$$

Si reemplazamos y simplificamos, obtendremos que

$$\boxed{F_\alpha} = \frac{V'_{p\alpha}}{V_p} = \frac{K_1 ab - K'}{Kab - K'} \quad (10)$$

Caso β) $V_p = to(Q_{1f} - Q_{-1a})$;

$$V'_{p\beta} = to(Q'_{1f} - Q'_{-1a}).$$

Por un proceso análogo, llegaremos a que

$$\boxed{F_\beta} = \frac{V'_{p\beta}}{V_p} = \frac{Kab - K'_1}{Kab - K'} \quad (11)$$

Caso γ) $V_p = to(Q_{1f} - Q_{-1a})$;

$$V'_{p\gamma} = to(Q'_{1f} - Q'_{-1a}). \quad (12)$$

Se halla que

$$\boxed{F_\gamma} = \frac{V'_{p\gamma}}{V_p} = \frac{K_1 ab - K'_1}{Kab - K'} \quad (13)$$

Ahora que poseamos los factores F , debemos aclarar que, en un caso dado, podría optarse por aplicar directamente una fórmula que equivalga a ellos, sin tener que calcularlos; así, es posible emplear la (12) en vez de computer F_y . No obstante, los F proporcionan una idea más clara de la teoría involucrada.

Vemos entonces, frente a un problema práctico de diseño de cárceles, como puede presentarse el panorama estadístico.

Habrán 3 situaciones posibles:

1. Existen datos estadísticos propios, confiables y suficientes (que incluyan \bar{C}_k y $\bar{C}_{k'}$).
2. No hay datos propios, pero es posible adoptar datos ajenos suficientes.
3. Salvo los valores medios de K y K' , no existen ni se pueden adoptar otros.

En los casos 1 y 2, simplemente aplicaremos el análisis de los F , con dos observaciones:

- En general se adoptará F_y , que es el más desfavorable; y
- Se hará consecuentemente $\sum Q_i = Q_{if}$.

En el caso 3 se dispone de 2 alternativas:

- Trabajar con \bar{C}_k y $\bar{C}_{k'}$ arbitrarios; y
- Considerar algún otro volumen $V_p^* > V_p$.

Creemos que la mejor alternativa es la 2a, si se hace

$$V_p^* = t_0 Q_{if} \quad (14)$$

En efecto, así se adquiere un factor de seguridad F_s que fácilmente se demuestra es igual a

$$F_s = \frac{V_p^*}{V_p} = \frac{K_{ab}}{K_{ab} - K'}$$

factor que, presumiblemente, en general es tal que

$$F_s > F_Y.$$

Concomitantemente, haríamos $\sum q_i = Q_{1f} + Q_{-1a}$. No obstante, muchas veces será factible no tener que aumentar $\sum Q_i$, pues al bordo libre amortiguará a Q_{1f} ; efectivamente, si conociéramos σ_K y la duración t_r de esa desviación, el volumen de amortiguación ΔV será

$$\Delta V = t_r (T_K Q_{of}) \quad (16)$$

asumiendo, como será lo normal, que Q_{1f} ocurre al estar lleno el cárcamo y funcionando $\sum q_i = Q_{1f}$. Es decir, si ΔV es del orden de magnitud del volumen que de todos modos se hubiera dejado por bordo libre, podemos ahorrarnos el aumentar $\sum q_i$.

Para concluir con el caso 3, daremos sin demostración las siguientes relaciones, que alguna vez pueden ser útiles:

$$K(2 - \frac{1}{F_s}) \geq K_1 \quad K, \text{ si } K' = \text{constante};$$

$$K' \geq K_1 \geq 0, \text{ si } K = \text{constante};$$

$$K_1 = ab(K_1 - K) = ab\sigma_K, \text{ si } K \text{ y } K' \text{ son variables.}$$

Nótese también que F_s aumenta con el transcurso de los años, pues $Q_{-1a} \rightarrow Q_{-1f}$; evidentemente,

$$F_{si} = \frac{Kaf b_f}{Kaf b_f - K'ai b_i} \quad \text{en que}$$

$F_{si} = F_s$ al año i ;

$af = a$ y $b_f = b$ son a y b al fin del período;

a_i y b_i son a y b al año i . (Obsérvese que

$a_0 = b_0 = 1$).

c) Consideraciones sobre el tiempo de septización T_s .

Sea T_R el tiempo máximo de retención en el cárcamo

no. Debe verificarse siempre que $T_R < T$.

Evidentemente, fuera de la condición normal de que Q y q se anulen por un lapso T o mayor, el máximo tiempo de retención será

$$T_R = \frac{t_0(Q_{if} - Q_{la})}{Q_{la}} \quad \text{ó} \quad T_R = \frac{t_0 Q_{if}}{Q_{la}}$$

según el volumen principal que se haya adoptado como $T_R < T$, resultará:

$$T > \frac{t_0(Q_{if} - Q_{la})}{Q_{la}} \quad \text{ó} \quad T > \frac{t_0 Q_{if}}{Q_{la}}$$

$$\frac{T}{t_0} > \frac{Q_{if}}{Q_{la}} \quad \text{ó} \quad (17)$$

$$\frac{T}{t_0} > \frac{Q_{if}}{Q_{la}} \quad \text{ó} \quad (18)$$

Así pues, en adición a los aspectos económicos u otros, las relaciones (17) ó (18) proveen un criterio para el establecimiento de etapas de construcción; en efecto, se cortará la etapa, como máximo, en aquel año futuro que permita cumplir las referidas relaciones.

Para facilitar esta tarea, modificamos los miembros derechos de (17) y (18) análogamente a como se hizo en (α) de la pág. 15, y obtenemos (suponiendo que el hidrograma y sus desviaciones no varían a través de la etapa):

$S > ab$ (19), ó $S' > ab$ (20), en que

$$S = \frac{RK'}{K} ; \quad S' = \frac{(R+1)K_1}{K_1} ; \quad \text{y} \quad R = \frac{T}{t_0}$$

Hemos basado el anterior desarrollo en la suposición tácita de que no hay cortocircuitos dentro del cárcamo, es decir que el agua sale en el mismo "orden" en que entra.

d) Razones para no tener $q_1 < Q_{-1a}$.

Sea V_0 el volumen de sumergencia o cebado de las bombas, y al que siempre trataremos de hacer lo más pequeño posible. Si la 1a. bomba en arrancar, q_1 , lo hiciera con un electrodo localizado inmediatamente por encima de V_0 , necesariamente debe ser tal que $q_1 < Q_{-1a}$, para no destruir la sumergencia, y aún así, la situación es inestable si se presentase una anomalía $Q'_{-1a} < q_1$ durante un tiempo t' , tal que $t'(q_1 - Q'_{-1a}) > V_0$.

Es decir, si no queremos agrandar más de lo indispensable el volumen V_0 , no debe hacerse arrancar ninguna bomba en el nivel cero.

Por tanto, la 1a. bomba, q_1 , arrancará en algún nivel superior, separado por, al menos, $1 V_p$ del nivel cero. En tal caso, si $q_1 < Q_{-1a}$, se perderá una parte de la carrera larga inicial, dado que no habrá paralelismo, en ese sector, entre la curva de masas y la escalera. Y como debemos tratar de obtener la mayor proporción posible de carreras largas, vemos que, salvo alguna razón particular, no es conveniente $q_1 < Q_{-1a}$.

Posibilidades de arreglo de los electrodos.a) Definiciones.

Electrodos distintos: Conjunto de un electrodo de arranque y un electrodo de parada, sin especificar el orden de su funcionamiento.

Ciclo-bomba. Llapso entre el funcionamiento consecutivo de dos electrodos distintos conectados a una bomba. El límite inferior de cualquier ciclo bomba (CB) tiene que ser $\geq t_0$.

Nivel cero. Aquel nivel de agua por debajo del cual sólo queda el volumen de cebado o sumergencia de las bombas.

Nivel máximo. Aquel nivel de agua por encima del cual sólo queda el volumen de bordo libre.

Ciclo cárcamo. Llapso entre un punto de nivel mínimo del cárcamo y el punto

análogo consecutivo, una vez que se hayan usado todas las bombas (pues puede haber puntos mínimos intermedios).

Lo más económico, en general, será que los aludidos puntos de nivel mínimo sean niveles cero.

Ciclo-cárcamo = CC.

Carrera. - Lapso que duran un período continuo de acción del manantial y/o sumidero. Es decir, durante una carrera no entra ni sale ninguna bomba.

Carrera = CR.

Excluyendo el caso de una bomba que funcionase continuamente, siempre $CC > CB > CR$. Luego, puede suceder que $CR \leq t_0$, y no hay limitaciones en este sentido.

Volumen principal mínimo, VPM. - Aquel V_p tal que debe de vaciarse o llenarse (según sea) a la máxima velocidad de vaciado o llenado del cárcamo, su respectivo CB se iguala a t_0 .

Punto de reposo. - Aquel punto de la escalera que cumple 2 condiciones: 1) Corresponde a un nivel cero (o sea, es intersección del Tippl con la escalera); a) Es la iniciación de una carrera en que $q = 0$.

- b) Condiciones que debe cumplir un buen arreglo de electrodos. - En general, un buen arreglo de electrodos será aquél capaz de causar, con alta eficiencia, una sucesión ininterrumpida de ciclos-cárcamo; específicamente, un buen arreglo.

1) Logrará, respetando las restricciones t_0 y T , y teniendo la mínima complicación posible en la disposición de los electrodos, minimizar el volumen del cárcamo.

2) Hará máxima la relación $\sum CB \text{ largas} / \sum CB \text{ cortas}$.

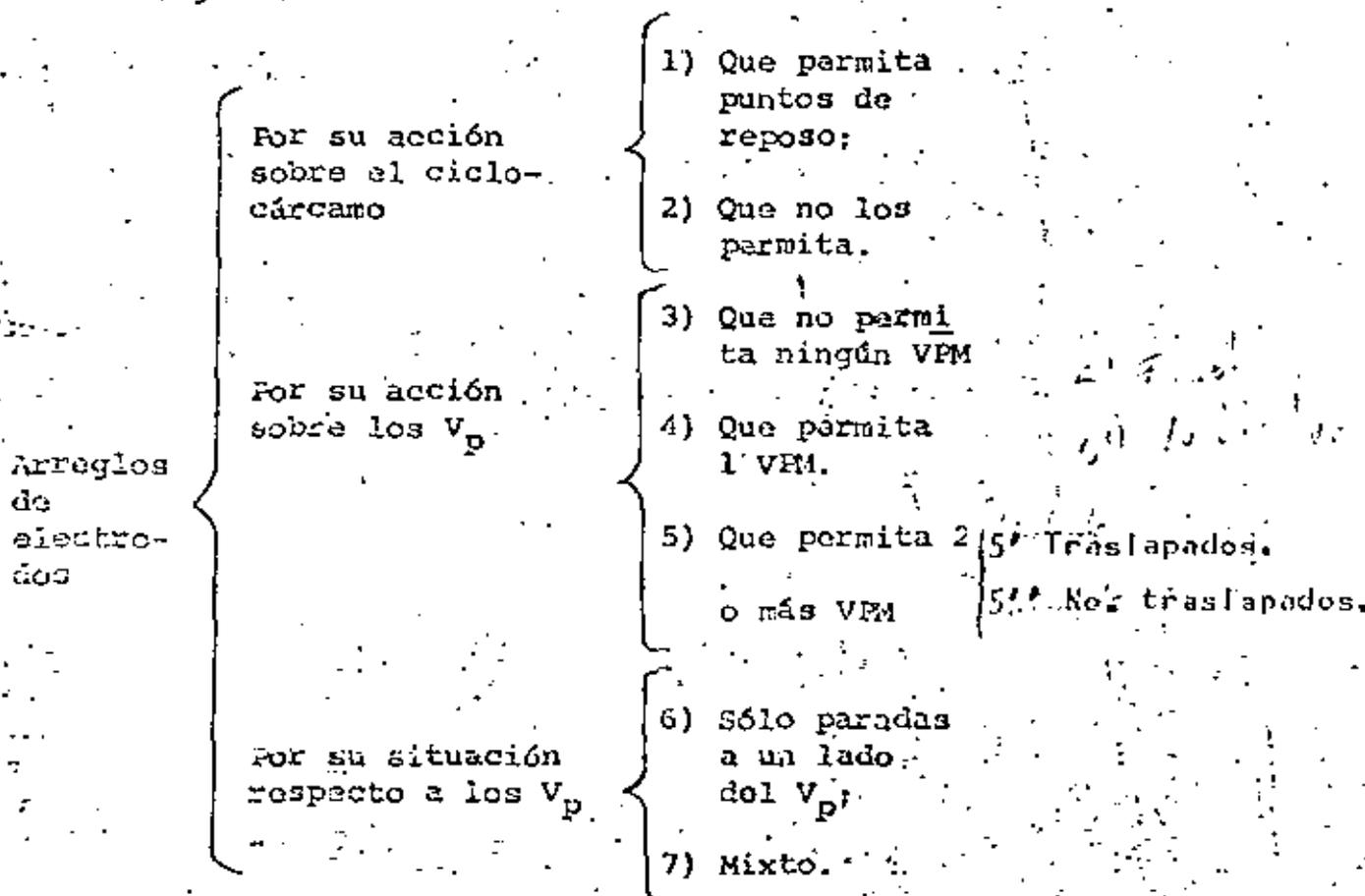
3) Minimizará los riesgos de descebado de las

bombas o destrucción de la sumergencia.

Es natural que no siempre se podrán cumplir simultáneamente, en toda su amplitud, estas 3 condiciones; pero sí podremos acercarnos bastante a ellas, en cooperación con un adecuado diseño de bombas.

A continuación hacemos un breve análisis de las implicaciones prácticas de cada condición.

- c) Relación entre el arreglo de electrodos y el volumen del cárcamo. Una clasificación de los arreglos de electrodos podría ser la siguiente:



Es evidente que la forma en que se distribuya el volumen del cárcamo depende -en operación automática- exclusivamente de la disposición de los electrodos; por otro lado, hemos visto ya que la inclusión de un VPM en un CB garantiza la condición to.

Caso 1) Como los puntos de reposo podrían presentarse, dependiendo de las bombas, tanto al comienzo como al centro de los sectores de máxima pendiente de la curva de masas, es claro que en este caso de hecho se requiere al menos 1 VPM en todos los CB de cada bomba para garantizar to. (A este caso corresponde, en la situación más extrema, la ecuación (6)).

La condición para que se produzca el Caso 1 es muy simple: que cada bomba tenga un electrodo de parada en el nivel cero, y que en el nivel cero haya sólo paradas.

Caso 2) Este caso tendrá lugar si en el nivel cero atranca alguna bomba (la que, según indicamos en la pág. 26, debería ser $q_1 < Q_{1a}$); en principio esto permitiría disminuir el VPM, al llenarse el cárcamo, en la cantidad tcq_1 . Sin embargo creemos que no siempre sería posible ni valdría la pena esa disminución, y por tanto concluimos que también aquí se requiere al menos 1 VPM en cada CB.

Caso 3) Se produciría este caso disponiendo los electrodos de modo que, entre cada par de electrodos distintos, queden volúmenes menores que 1 VPM.

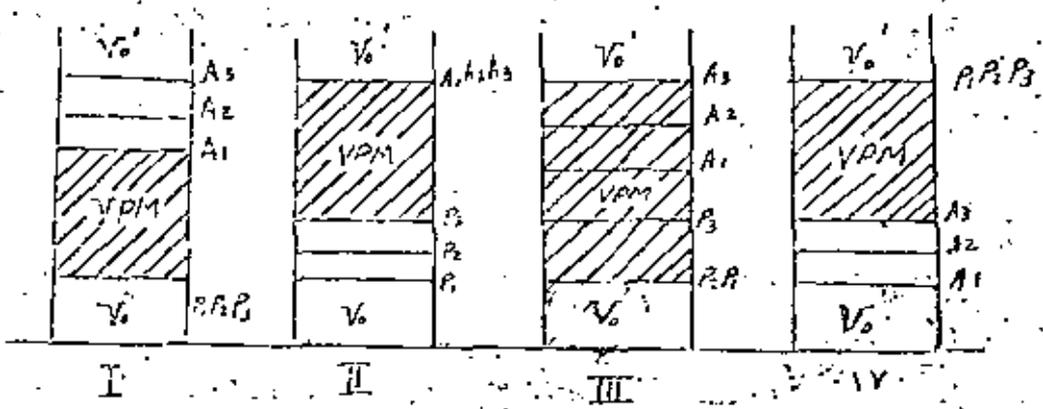
Supongamos un hidrograma constante. Es concebible entonces lograr un arreglo tal de electrodos que, eliminando casi por completo volumen entre ellos, se conserve sin embargo la restricción to. Pero, como en la realidad no se presentan hidrogramas constantes, una disposición así sería en extremo inestable y violaría a cada paso la restricción to. En suma, el Caso 3 es factible sólo teóricamente.

Caso 4) Este será el caso más común: La inclusión de 1 VPM en cada CB de cada bomba.

Para ello bastará que el electrodo de arranque de cada bomba esté, por ej.: "arriba" del VFM, y el de parada "abajo", o viceversa. De este modo siempre quedará garantizada la condición to.

Caso 5) Es posible arreglar los electrodos de manera que cada bomba disponga de su propio VFM. No obstante, excepto en casos especiales, resultará antieconómico tener varios VFM "en serie", es decir sin ningún traslape entre ellos; por ello ordinariamente los traslaparemos casi en su totalidad, y en esencia caeremos de nuevo en el Caso 4.

Caso 6) Nos referiremos sólo al caso de tener 1 VFM para todas las bombas. Al haber sólo paradas a un lado del VFM, nos interesarán los siguientes arreglos (limitándonos a 3 bombas, para mayor claridad):



Ai = arranque de la bomba Bi;
 Pi = parada de la bomba Bi;
 Vo = volumen de sumergencia o cebado;
 V'o = volumen de bordo libre.

Podemos de inmediato descartar el arroj

glo IV, que es absurdo, y concretarnos a los otros.

El arreglo I es muy conveniente, y se acomoda bien a la curva de masas, dando carreras suficientemente largas.

El arreglo II es un poco menos adecuado porque, si $B_1 = Q_{1f}$ (que será lo usual), existirá el peligro de que B_1 funcione casi sin parar y se desgaste rápidamente.

El arreglo III es tal vez el mejor. Asegura que todas las bombas pararán regularmente, y se acomoda con bastante flexibilidad al diagrama de masas tanto al llenarse como al vaciarse el cárcamo.

En los 3 casos es evidente que

$q_1 = Q_{1f}$; además, las capacidades

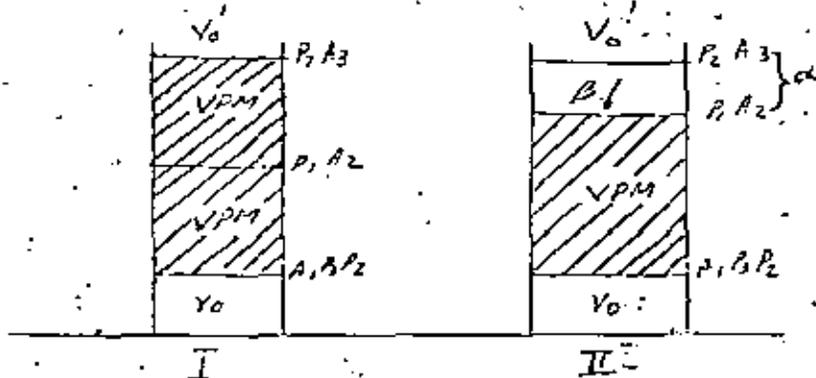
crecientes de extracción se irán obteniendo por adición de una bomba a otra, y no por reemplazo de una bomba por otra mayor.

Por ej.: $q_1 = Q_{1f}$; $q_2 = Q_{of} - Q_{1f}$;

$q_3 = Q_{1f} = Q_{of}$.

Caso 7) Aquí podrán haber arranques y paradas arriba y abajo de cada VEM.

Consideremos los siguientes arreglos:



Los símbolos significan lo mismo que en el caso

Se ve que la única diferencia entre los dos arreglos consiste en que el I tiene 2 VPM y el II 1 VPM; pero, tal como están los electrodos, solamente el I garantiza la restricción q_0 (porque incluye al menos 1 VPM en cada CB). El II, por ejemplo en el CB marcado α , tendría que "gastar" la mayor parte de tal CB en un inestable equilibrio entre q_2 y Q en el nivel β ; caemos así

parcialmente en el Caso 3, que como se ha visto no es conveniente. Aquí, en particular, podría dar lugar a $t < t_0$ al menos una vez en cada CC.

Por otra parte, la única forma en que, desde el punto de vista del volumen del cárcamo, el Caso 7 pudiera compatir con el caso 6, es a través del arreglo II; supongamos pues que se ha solucionado de otra manera el inconveniente. Analicemos ahora qué sucede con la bomba B_1 .

Como dijimos, sea V_0 el volumen de sumergencia o cebado de las bombas, y al que siempre trataremos de hacer lo más pequeño posible. Si, de acuerdo al diagrama, B_1 arranca en el nivel cero, necesariamente debe ser tal que $q_1 < Q_{-1a}$, para no destruir la sumergencia; y, aún así, la situación sería inestable si se presentase una anomalía $Q_{-1a} < q_1$ durante un tiempo t' tal que $t' (q_1 - Q_{-1a}) \geq V_0$, en que ΔV_0 es la fracción de V_0 que, al perderse, disturba ya o destruye la sumergencia o el cebado. Es decir, si no queremos agrandar más de lo indispensable el volumen V_0 , no debe hacerse arrancar ninguna bomba en el nivel cero.

En resumen, el arreglo II del caso presentaría tal vez, como única ventaja, la de ofrecer carreras un poco más largas que en el Caso 6, frente a las siguientes desventajas:

1. Necesidad de que $B_1 < Q_{-1a}$, o de aumentar V_0 ;
2. Duplicación de al menos 1 electrodo;
3. Necesidad de electrodos sensibles no sólo a niveles sino a direcciones de movimiento de los niveles; y

4. Necesidad de bombas más grandes (porque con las capacidades crecientes de extracción se obtendrían no por adición sino por reemplazo: por ej., $q_1 < Q_{-1a}$; $q_2 = Q_{of}$; $q_3 = Q_{if}$).

En conclusión, en cuanto al volumen del cárdano los mejores arreglos de electrodos parecen ser los I y III del Caso 6.

d) Relación entre el arreglo de electrodos y los ciclos-bomba. - Es evidente que, en general, preferiremos CB "largos" para nuestras bombas; podríamos definir como tales, por ej., a los que duran más de 30 min.

Por otro lado, las CR son elementos de los CB; luego, si logramos CR "largas", estaremos asegurando aquéllos.

Como las curvas de masas suelen tener 2 sectores más o menos planos, correspondientes al máximo y al mínimo, la condición general para obtener al menos dos CR largas es que alguna bomba, o combinación, provea una pendiente Q_{-1} , y que otra id. provea una pendiente Q_1 .

En los otros sectores de la curva, que son muy pronunciados, no es fácil lograr CR largas; pero si q no es mucho mayor que Q_{if} , se ha visto en el literal C que arreglos de electrodos rendirán resultados satisfactorios.

Finalmente, daremos algunas razones por las que no es conveniente tener $q_1 < Q_{-1a}$.

En la pág. anterior vimos que no debería hacerse arrancar ninguna bomba en el nivel caro. Por tanto la 1a. bomba, q_1 , arrancará en algún nivel superior, separado del nivel caro por al menos 1 VFM. En tal caso, si $q_1 < Q_{-1a}$, se perderá una parte de la carrera larga inicial, dado que no habrá paralelismo, en ese sector, entre la curva de masas y la escalera. Y como uno de nuestros propósitos es el de conseguir la mayor proporción posible de carreras largas, vemos que, salvo alguna razón especial, no es conveniente $q_1 < Q_{-1a}$.

a) Relación entre el arreglo de electrodos y la su-
mergencia o el cebado.

Véase el literal c, pág. 26 . La conclusión ge-
neral es que la sumergencia o el cebado no se
verán amenazados si en el nivel cero sólo hay
paradas.

2.6. Obtención de las capacidades de cada bomba.-

A continuación resumimos lo que se ha dicho ya so-
bre este tema:

- a) La suma de las capacidades de las bombas será
tal que $Q_{1f} \leq \sum q_i < Q_{1f} + Q_{-1a}$; y en ge-
neral, $\sum q_i = Q_{1f}$.
- b) Con un arreglo de electrodos como los I y III de
la pág. 24 , la la. bomba pueda ser $q_1 = Q_{1f}$;
éste es el valor más recomendable. No obstante,
si se piensa renovar el equipo a la mitad o me-
nos del período de diseño, podría hacerse $q_1 =$
 $= Q_{-1a}$.
- c) Si se tendrían 3 bombas en total, sus capacida-
des, a fin de lograr un buen ajuste a la curva
de masas, serían $q_1 = Q_{-1f}$; $q_2 = Q_{of} - Q_{-1f}$;
 $q_3 = Q_{1f} - Q_{of}$.

En efecto, estamos disponiendo así de tres pen-
dientes: Q_{-1f} , Q_{of} y Q_{1f} , que corresponden a
las tres pendientes características de la curva.

Daremos ahora las siguientes consideraciones adi-
cionales:

- d) El número mínimo de bombas será 2, ya que así se
conseguirá al menos las dos carreras largas co-
rrespondientes a Q_{-1f} y Q_{1f} . Las capacidades de
estas bombas serán $q_1 = Q_{-1f}$ y $q_2 = Q_{1f} - Q_{-1f}$.
- e) Es claro que, mientras mayor sea el número de
bombas, mayor será la flexibilidad con que el
conjunto se adapte a la curva de masas; pero ra-
zones económicas y de operación limitarán ese nú-
mero. Aparentemente la mayor parte de las veces
la decisión estará entre 2 ó 3 bombas. Tal vez

un criterio-guía podría ser éste: Si se tiene $K + K' \leq 2.3$, úsense 2 bombas ó 3; si se tiene $K + K' > 2.3$, úsense 3 o más bombas.

4. RESULTADOS.- En la gran mayoría de los casos el volumen del cárcamo se hallará con la siguiente fórmula:

$$V = t_o Q_{1f}, \text{ en que}$$

t_o = lapso mínimo entre parada-arranque y viceversa para las bombas, y

Q_{1f} = caudal máximo diario de aflujo de aguas negras, al final del período de diseño.

En cuanto a arreglo de electrodos, se preferirán los I y III de la pág. 24; y en lo que se refiere a bombas, se escogerá en general entre 2 ó 3 (más las de reserva que se deseen), con las capacidades dadas en la pág. 30.

5. DISCUSION Y CONCLUSIONES.- Queda todavía mucho trabajo por hacer si se quiere llegar a una comprensión más cabal de lo que se ha intentado analizar aquí; sobre todo será importante introducir modelos matemáticos adecuados para el conjunto curva-escalera, de los que se pueda deducir a priori las diversas propiedades que ahora se han hallado más que nada intuitivamente.
6. AGRADECIMIENTOS.- El autor desea agradecer, por su estímulo y ejemplo, al Dr. Robert B. Banks, y por sus enseñanzas y claridad sobre el tema expuesto, al Ing. Arnulfo Paz Sánchez.

7. REFERENCIAS.

1. Alcantarillado y tratamiento de aguas negras.
Babbitt & Baumann.
2. Apuntes de un curso de alcantarillado.
Ing. Raúl Ochoa E.

3. Apuntes del curso de Plantas de Aguas Negras.
Ing. Arnulfo Paz S.

4. Sewage Treatment Plant Design. WPCF.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Junio 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

10. MEDICION DE CAUDALES

ING. ARNULFO PAZ SANCHEZ
Jefe de la Oficina de
Plantas de Tratamiento
D.D.F. (Cd. de México)

TEMA 10.- MEDICION DE CAUDALES:

10.1.- MEDICION DEL FLUJO EN CANALES -
ABIERTOS.

10.2.- MEDICION DEL FLUJO EN TUBERIAS:

10.1.- MEDICION DE FLUJO EN CANALES ABIERTOS.-

Los caudales en corrientes pequeñas o canales artificiales se miden comúnmente por:

- a) Vertedores
- b) Canales Parabólicos.
- c) Canales Palmer Bowlus.
- d) Canales Parshall.
- e) Vertedores Sutro.
- f) Boquillas Especiales.

Para la medición de aguas negras es esencial que ningún dispositivo ofrezca obstrucción al escurrimiento que propicie la sedimentación o acumulación de sólidos flotantes o suspendidos.

a) VERTEDORES

En aguas tratadas puede utilizarse cualquier tipo de vertedor, de cresta ancha o angosta, rectangulares, triangulares y trapezoidales (Cipoletti). Para aguas negras se requieren velocidades autolimpiantes y en general se recomienda se restrinja su uso, a vertedores de cresta ancha.

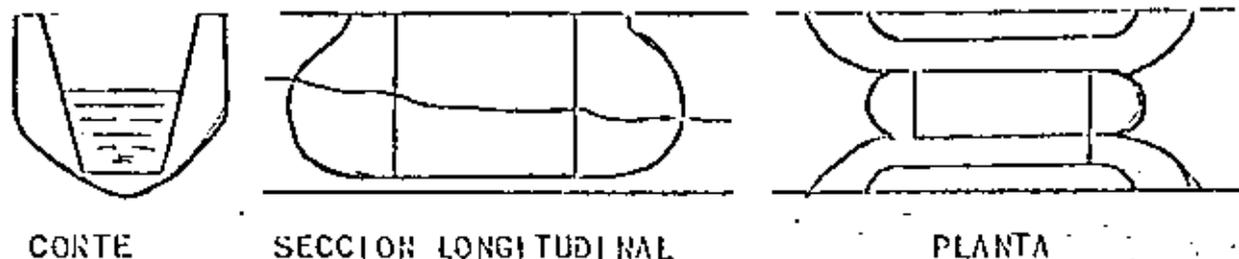
b) CANALES PARABOLICOS.

Su característica principal es su carácter autolimpiante manteniendo velocidad constante a flujo variable. De la determinación del tirante es fácil calcular el gasto.

c) CANALES PALMER BOYLUS.

Son una variante de los canales tipo Venturi teniendo como ventaja principal el no requerir caída en el perfil.

CANAL PALMER BOWLUS.



d) CANALES PARSHALL.

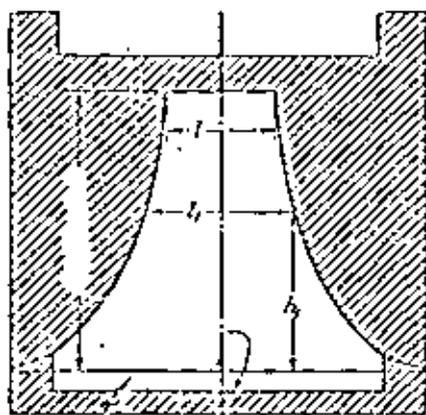
El más usual dispositivo para medición de aguas negras, es el CANAL PARSHALL que aparte de su exactitud (menos del 5%) es un dispositivo auto limpiante de fácil construcción y poca pérdida de carga.

Se incluyen anexas las tablas y gráficas para su selección.

e) VERTEDORES SUTRO.-

Generalmente utilizados para control de velocidad en desarenadores, proporcionan un dispositivo sencillo para la medición del gasto teniendo como principal desventaja la necesidad de trabajar con descarga libre.

VERTEDOR PROPORCIONAL .



El gasto a través del orificio está dado por:

$$Q = 0.55 l h^{3/2}$$

Q en m³/seg.

l y h en m

La condición para el trazo es

$$l h^{1/2} = l_1 h_1^{1/2} = \text{constante.}$$

F) BOQUILLAS ESPECIALES.-

Existen varios tipos de boquillas especiales para medición de caudales instalándose para descarga libre.

Ejemplos de boquillas de este tipo son las de sección Parabólica y los llamados KENNISSON.

CAPITULO VII

CONDUCTO AFORADOR PARSHALL

En algunas zonas de riego, en donde el manejo y control del agua requiere una cuidadosa atención, la medida del agua en los canales ha sido un problema molesto y costoso, prefiriéndose variados procedimientos según las circunstancias en que debe medirse el agua así como la precisión requerida.

Se considera que el empleo de los vertedores es uno de los mejores procedimientos para efectuar aforos, pero esto solo dentro de ciertos límites y con una adecuada instalación y conservación de la estructura, con el objeto de no alterar con el tiempo las características de contracción en el chorro ni la velocidad de llegada. En los canales, debido a su poca pendiente, no es adecuada la instalación de un vertedor parsto que por una parte no siempre es tolerable un aumento de consideración en el tirante en el canal aguas arriba del vertedor, y por otra el agua usualmente acarrea en suspensión partículas de tierra que son depositadas arriba de la estructura debido a la disminución de la velocidad, y estos sedimentos van modificando las distancias de contracción de la cresta y paredes laterales del vertedor, así como la velocidad de llegada. Generalmente el tipo de vertedores más usado es aquel en donde se han suplantado las contracciones laterales del chorro por ser la longitud de la cresta igual al ancho del canal de llegada con sus paredes laterales paralelas. Otro tipo muy usado también es el de vertedor *standard* con contracción completa en el chorro (fig. 66). En ambos tipos el canal aguas abajo es lo suficientemente ancho para permitir la completa aereación del chorro, y para lo cual en el primer tipo se dotarán ventilas colocadas en el caso de que las paredes laterales se continúen aguas abajo de la obstrucción que forma el vertedor (fig. 120).

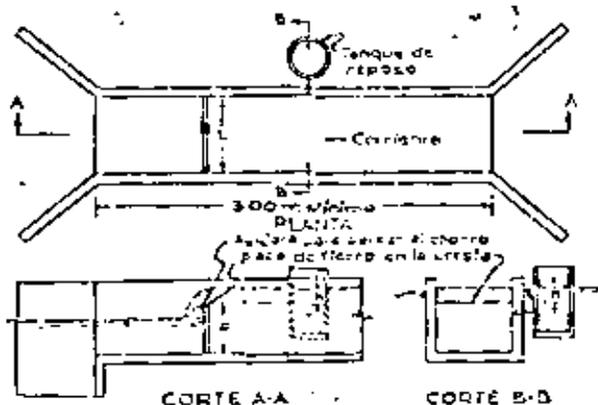


Figura 120

En casos de canales de mayor capacidad, el aforo se efectúa con molinete o bien aplicando las fórmulas para canales, para lo cual generalmente se levanta convenientemente un tramo de canal y se dota de una escala para conocer el tirante o bien directamente el área correspondiente, sin embargo, este procedimiento no es satisfactorio en algunos casos particulares en donde en un lapso relativamente corto el azolve que se deposita en el fondo modifica radicalmente la sección.

El problema de contar con un dispositivo cuya precisión fuese la de un vertedor pero en donde no se tuviera el serio problema del azolve, fue resuelto satisfactoriamente por el ingeniero Ralph L. Parshall de la Estación Agrícola Experimental de Colorado, E. U. A., quien desde 1920 continuó las investigaciones de V. M. Cone en su *Medidor de Venturi* (*) introduciendo modificaciones que le condujeron a producir una estructura completamente diferente que presentaba grandes ventajas sobre la estructura ideada por Cone, y la llamó *Conducto Medidor de Venturi Mejorado*, pero más tarde su nombre fue cambiado oficialmente pues tomando en cuenta la labor desarrollada por Parshall, por recomendación del Comité de Riegos de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles y con la aprobación del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos y de la Estación Experimental de Colorado, se acordó designar a la nueva estructura con el nombre de *Conducto Medidor Parshall*.

El medidor Parshall ha tenido una gran aceptación como estructura de aforo debido a las grandes ventajas que presenta y entre las cuales podemos enumerar las siguientes:

1. — El diseño de la estructura es demasiado simple y por lo tanto su construcción resulta barata especialmente si se le sitúa en lugares que deben ser provistos de revestimiento o si se combina con algunas otras estructuras tales como cañales, sifones u otra clase de cruces etc.

2. — La estructura trabaja eficientemente aun teniendo gran variación en el gasto pues tanto para gastos pequeños como para grandes, su determinación se hace con bastante exactitud utilizando las fórmulas empíricas que Parshall obtuvo después de efectuar numerosos experimentos. Estas fórmulas comprenden bastante amplitud en las condiciones de trabajo de la estructura y con ellas se puede determinar el gasto con bastante precisión pues cuando el medidor trabaja ahogado, el error no pasa de 5% y cuando trabaja con descarga libre, el error es menos del 3%.

3. — El problema del azolve aguas arriba de la estructura y en la estructura misma es eliminado debido a que el aumento de la velocidad la mantiene libre de obstrucciones conservando siempre su misma precisión.

4. — La velocidad de llegada no tiene influencia prácticamente en la determinación del gasto y por lo tanto se puede prescindir de las cámaras de reposo.

5. — La pérdida de carga es muy pequeña en comparación con las que se originan en otras estructuras de aforo.

(*) V. M. CONE. The Venturi Flow. Los Ag. Research 9, 1912.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El medidor Parshall está constituido por tres partes fundamentales que son: la entrada, la garganta y la salida. La primera está formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes, y de un fondo o plantilla que es horizontal; la garganta está formada por dos paredes también verticales pero paralelas, y el fondo es inclinado hacia abajo con una pendiente de 2.67:1. — La salida, por dos paredes verticales divergentes y el fondo es ligeramente inclinado hacia arriba. Hay que hacer notar que tanto las paredes como el fondo son planos, y a la arista que se forma por la unión del fondo de la entrada y el de la garganta se le llama *Cresta del Medidor* y a su longitud (o sea la distancia entre las paredes de la garganta) se le llama *Tamaño del Medidor* y se le designa por la letra H .

En la figura 121 se muestra un medidor en donde están acotadas sus dimensiones conservando prácticamente las mismas notaciones usadas por Parshall.

Tiene la estructura dos pozos amortiguadores que sirven para medir con precisión las cargas H_1 y H_2 antes y después de la cresta, están colocados en los lados de la estructura y comunicados a ella por tubería que se conecta a puntos bien definidos de la entrada y la garganta. En estas cámaras se alojan los flotadores de los limnigrafos en el caso de que se dote a la estructura de estos aparatos y su caseta de albergue. Conviene aclarar que las cargas H_1 y H_2 son a partir de la cota de la cresta y por lo tanto el cero de las escalas está al nivel del piso de la entrada y dichas escalas se pueden colorar o dibujar directamente sobre las paredes de la estructura cuando es pequeña (de unos 0.15 m) y se desea suprimir las cámaras de reposo. Este tipo de medidor portátil se puede construir de lámina de acero y fierro estructural (fig. 123)

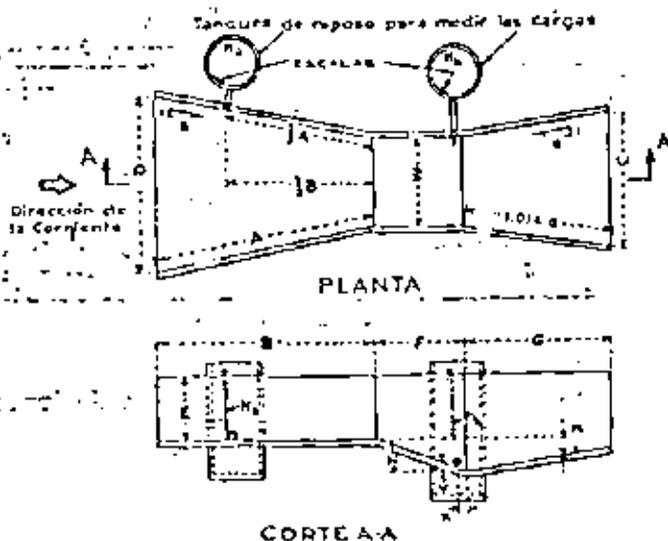
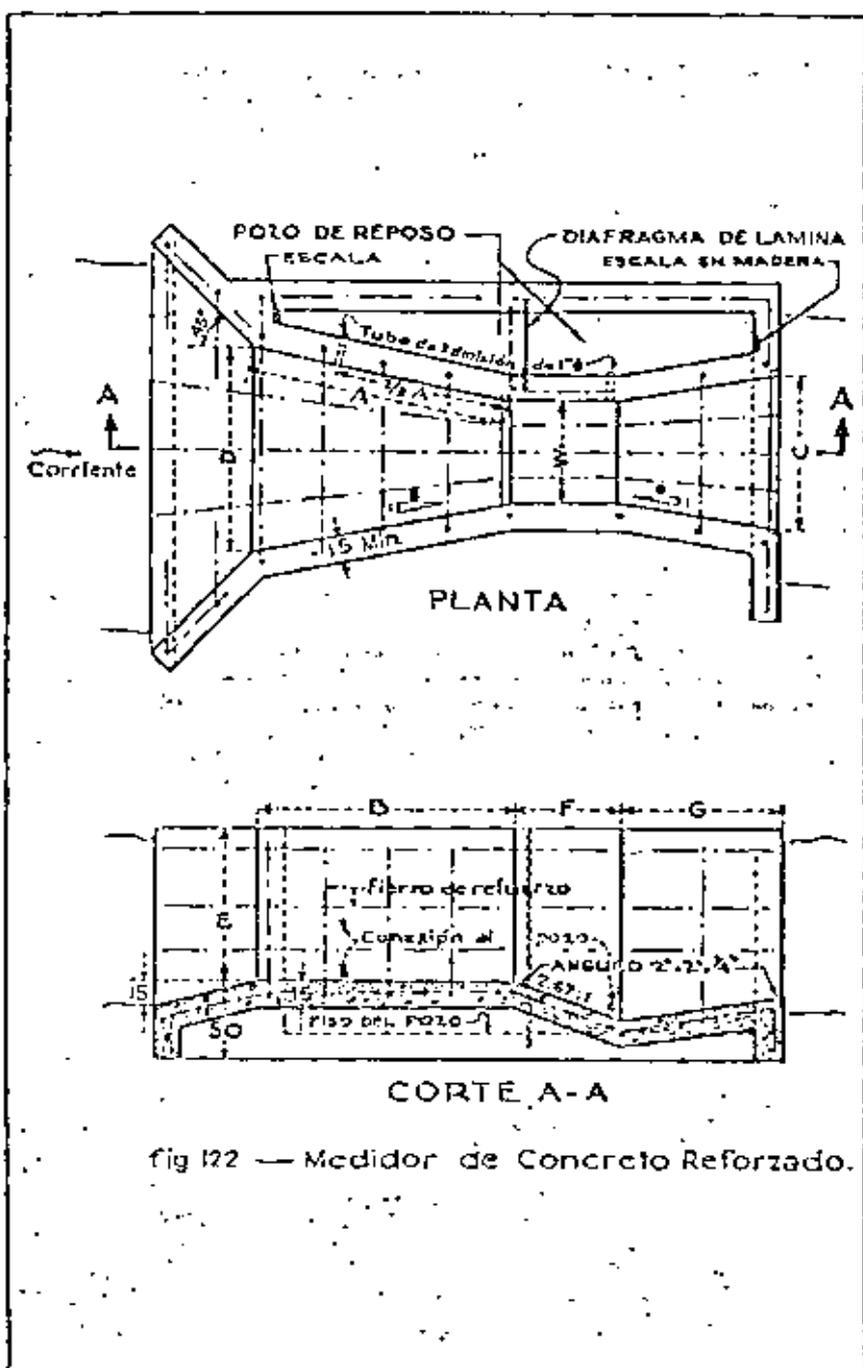


Fig. 121.- Dimensiones en Medidores PARSHALL.



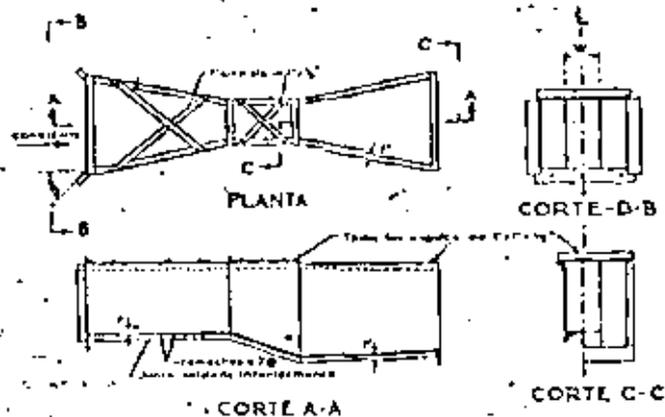


Fig. 123. — Medidor construido con lámina de acero.

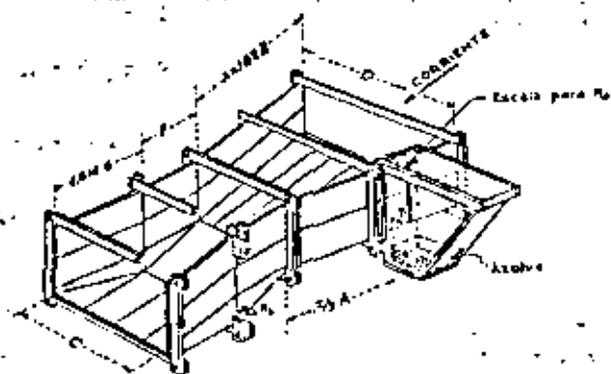


Fig. 124. — Perspectiva de un medidor construido con madera.

Las fórmulas para el cálculo de medidores que Parshall da a conocer, son completamente empíricas y fueron establecidas mediante el análisis de los resultados obtenidos en numerosos experimentos efectuados usando medidores de distinto tamaño, y aun cuando al aumentar la capacidad de los medidores Parshall no hizo variar las dimensiones de las estructuras siguiendo una ley definida, sino que lo hizo de una manera mas o menos arbitraria encontró que una misma fórmula daba el gasto en medidores cuyo tamaño estaba comprendido entre ciertos límites y por lo tanto el fenómeno natural no se alteró por la forma irregular de variar las dimensiones, puesto que mantenía una misma expresión matemática, por ejemplo, comprobó que el gasto se obtenía por una misma fórmula en medidores cuya amplitud en la garganta estaba comprendida entre uno y ocho pies, y con otra fórmula en medidores cuyo tamaño estaba comprendido entre 10 y 50 pies. Cosa parecida aconteció con otros fenómenos naturales, por ejemplo la pérdida de carga en el medidor.

Teniendo en cuenta lo anterior, es evidente que las mismas fórmulas que fueron encontradas por Parshall en sus experimentos para las estructuras que utilizó, son igualmente válidas en tratándose de otras estructuras de dimensiones intermedias a las empleadas para obtener dichas fórmulas y por lo tanto el diseñar un medidor Parshall es únicamente un proceso de interpolación para encontrar las dimensiones del medidor deseado, utilizando para hacer tal interpolación los valores de las dimensiones de los medidores con los cuales Parshall experimentó.

En la tabla XVI se da una recopilación de las dimensiones de las estructuras usadas en los experimentos de Parshall, expresadas en pies y fracciones decimales de pie, y cuyos datos fueron tomados de las siguientes publicaciones, las cuales se recomiendan para mayor información:

The Parshall Measuring Flume Bulletin 123. Colorado Experiment Station (1936)

Measuring Water in Irrigation Channels, Farmers' Bulletin No. 1683 U. S. Dept. of Agriculture (1932)

Parshall Flumes of Large Size: Bulletin 336. Colorado Experiment Station (1932)

T A B L A X V I I

DIMENSIONES EN PIES Y CAPACIDADES EN PIES CUBICOS POR SEGUNDO, DE MEDIDORES PARSHALL.

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y	GASTO LIMITE PARA	
												DESCARGA LIBRE MAX.	MIN.
0.25	1.53	1.500	0.583	0.848	1.250	0.500	1.000	0.083	0.187	0.083	0.125	1.2	0.03
0.50	2.04	2.000	1.292	1.292	1.500	1.000	2.000	0.250	0.375	0.167	0.250	3.0	0.05
0.75	2.80	2.833	1.850	1.805	2.000	1.000	3.500	0.250	0.375	0.167	0.250	5.8	0.09
1.00	4.50	4.406	2.000	2.771	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	16.1	0.35
2.00	5.00	4.906	3.000	3.958	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	33.1	0.66
3.00	5.50	5.306	4.000	3.156	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	50.4	0.97
4.00	6.00	5.885	5.000	6.354	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	67.9	1.26
5.00	6.50	6.375	6.000	7.552	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	85.6	2.22
6.00	7.00	6.865	7.000	8.750	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	103.5	2.63
7.00	7.50	7.354	8.000	9.948	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	121.4	4.08
8.00	8.00	7.844	9.000	11.146	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	139.5	4.62
10.00	9.00	14.000	12.000	15.604	4.000	3.000	6.000	0.500	1.125	1.000	0.750	200.	9.1
12.00	10.00	16.000	14.667	18.396	5.000	3.000	8.000	0.500	1.125	1.000	0.750	350.	9.1
15.00	11.50	25.000	18.333	22.000	6.000	4.000	10.000	0.750	1.150	1.000	0.750	600.	9.1
20.00	14.00	25.000	24.000	30.000	7.000	6.000	12.000	1.000	2.250	1.000	0.750	1000	10
25.00	16.50	25.000	29.333	35.000	7.000	6.000	15.000	1.000	2.250	1.000	0.750	1200	15
30.00	19.00	26.000	34.667	40.396	7.000	6.000	14.000	1.000	2.250	1.000	0.750	1500	15
40.00	24.00	27.000	45.333	50.792	7.000	6.000	16.000	1.000	2.250	1.000	0.750	2000	20
50.00	29.00	27.000	56.667	60.792	7.000	6.000	20.000	1.000	2.850	1.000	0.750	3000	25

Para facilitar la labor de interpolación y hacer el diseño de medidores Parshall utilizando el sistema métrico se da el Anexo No. 31 hojas 1 a 12 que es la expresión gráfica de los valores contenidos en la tabla XVII, pero empleando el sistema métrico.

FUNCIONAMIENTO DEL AFORADOR PARSHALL

Los muros convergentes de la entrada guían suavemente los filetes de la vena líquida hasta la cresta, que es propiamente la sección de control, en donde debido al cambio brusco de la pendiente del piso en la garganta, el agua escurre con un mínimo de energía, es decir con la profundidad crítica cuando el escurrimiento es libre, que es uno de los dos casos de escurrimiento que pueden efectuarse en la estructura, el otro es el de escurrimiento con sumersión o ahogado.

Al entrar el agua en el medidor, debido a que la sección va reduciéndose, su velocidad va en continuo aumento, pues al llegar a la cresta del medidor se precipita siguiendo el piso descendente de la garganta, hasta que al salir de ella empieza a perder velocidad y como ésta es menor en el canal aguas abajo, resulta que debe producirse un salto hidráulico cerca del extremo inferior de la garganta. La localización de este salto es variable con el gasto que pasa por el medidor, pues para un gasto muy grande o muy pequeño, el salto se localizará más lejos o más cerca de la garganta, consecuentemente con lo cual la carga H_b variará haciéndose más pequeña o aumentando tendiendo a ser igual a H_a . La localización del salto es afectada igualmente por la elevación de la cresta sobre la plantilla del canal así como también por la diferencia de elevación de la plantilla en los canales aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

Cuando la carga H_b es considerablemente menor que la carga H_a , se dice que el medidor trabaja con *Descarga Libre* y en estas condiciones el gasto es función únicamente de la carga H_a de la entrada; pero cuando la carga H_b difiere poco de la carga H_a se dice que el medidor trabaja con *Sumersión* y entonces el gasto es función de las dos cargas H_a y H_b .

A la relación $S = \frac{H_b}{H_a}$ se le llama *Grado de Sumersión* y es la que determina si en un momento dado el medidor trabaja con descarga libre o con sumersión, estas características de escurrimiento, están determinadas con los siguientes valores límites:

TAMAÑO DEL MEDIDOR	DESCARGA LIBRE	CON SUMERSION
W menor de 0.30 m	S menor que 0.60	S de 0.60 a 0.95
W entre 0.30 y 2.50 m	S menor que 0.70	S de 0.70 a 0.95
W entre 2.50 y 15.00 m	S menor que 0.80	S de 0.80 a 0.95

Las investigaciones de Parshall mostraron que cuando el grado de sumersión es mayor de 0.95, la determinación del gasto se vuelve muy incierta debiéndose adoptarse por lo tanto 0.95 como valor máximo de S.

Es de recomendarse el que un medidor trabaje con descarga libre porque entonces para calcular el gasto será suficiente conocer solamente la lectura de la carga H_a para sustituirla en la expresión general:

$$Q = m H^n \tag{136}$$

en donde los valores de m y n varían con el tamaño del medidor. Como resultado de sus experimentos, Parshall encontró valores definidos para estos parámetros resultando que la fórmula (136) exprese el gasto sólo en función de la carga H_s , en una forma análoga a como se liga el gasto con la carga en los vertederos, y las fórmulas que da para los distintos tamaños de medidores usados son las siguientes (en el sistema Inglés):

Para $W = 0.5$ pie:

$$Q = 2.06 H_s^{1.58} \tag{137}$$

Para W comprendido entre uno y ocho pies:

$$Q = 4 W H_s^{1.58} W^{0.026} \tag{138}$$

Para W comprendido entre 10 y 50 pies.

$$Q = (3.0875 W + 2.5) H_s^{1.6} \tag{139}$$

La fórmula (139) suele aplicarse para valores de W comprendidos entre 8 y 10 pies.

Transformando estas fórmulas al sistema métrico de manera que W y H_s estén expresados en metros y Q en metros cúbicos por segundo, se tiene:

Para $W = 0.15$ m

$$Q = 0.3812 H_s^{1.58} \tag{137-a}$$

Para W comprendido entre 0.30 y 2.50 m:

$$Q = 0.372 W (3.281 H_s)^{1.58} W^{0.026} \tag{138-a}$$

Para W comprendido entre 2.50 y 15.00 m

$$Q = (2.293 + 0.474) H_s^{1.6} \tag{139-a}$$

Empleando estas fórmulas se han calculado los valores de los parámetros m y n de la ecuación (136) correspondientes a diferentes valores de W y se dan en la tabla XVIII.

TABLA XVIII

Valores de m y n para la fórmula (136), en unidades métricas

W metros	m	n	W metros	m	n
0.15	0.3512	1.580	4.50	10.790	1.60
0.30	0.680	1.522	5.00	11.937	1.60
0.50	1.161	1.542	6.00	14.229	1.60
0.75	1.774	1.558	7.00	16.522	1.60
1.00	2.400	1.570	8.00	18.815	1.60
1.25	3.033	1.579	9.00	21.107	1.60
1.50	3.673	1.588	10.00	23.400	1.60
1.75	4.316	1.593	11.00	25.692	1.60
2.00	4.968	1.599	12.00	27.985	1.60
2.50	6.277	1.608	13.00	30.278	1.60
3.00	7.352	1.60	14.00	32.570	1.60
3.50	8.428	1.60	15.00	34.863	1.60
4.00	9.614	1.60			

FÓRMULAS PARA CALCULAR EL GASTO CUANDO EL MEDIDOR
TRABAJA CON SUMERSIÓN:

Cuando un medidor trabaja con sumersión, las fórmulas correspondientes a descarga libre dan un gasto mayor que el real, por lo tanto es necesario aplicar una corrección sustractiva a la fórmula (136) quedando como expresión general del gasto:

$$Q = mH_0^n - C \quad (140)$$

en la cual, la corrección C es una función de W , H_0 y H_1 o mejor dicho de W , H_0 y S . Después de numerosos experimentos, Parshall obtuvo las fórmulas para calcular la corrección C y son las siguientes (en el sistema Inglés)

Para medidores de $W = 0.5$ pie.

$$C = \frac{0.072 H_0^{2.77}}{\left(\frac{H_0 + 10}{10} - S\right)^{1.45}} - \frac{H_0 - 0.184}{8.17} \quad (141)$$

Para medidores en los cuales W está comprendido entre uno y ocho pies y el grado de sumersión está comprendido como se dijo antes entre 0.70 y 0.95

$$C = \left[\left(\frac{1.6 H_0}{S - 2.45} \right)^{4.52 - 2.145} + 0.093 S \right] W^{0.515} \quad (142)$$

Para medidores en los cuales W está comprendido entre 10 y 50 pies, Parshall no da a conocer la fórmula que se utiliza para calcularla, pero para ello en su publicación *Parshall Flumes of Large Size*, (pág. 45) inserta un nomograma, y partiendo de este diagrama el ingeniero E. Taboada (*) obtuvo la fórmula:

$$C = \left[\frac{(100 S - 71)^{2.223}}{66\,620} H_a^2 \right] W \quad (143)$$

Se ha encontrado que si el nomograma de Parshall no está construido con la fórmula (143) por lo menos dicha fórmula se acerca tanto a la correcta que calculando con ella no se encuentran discrepancias perceptibles con los valores obtenidos por medio del nomograma de Parshall.

Si las fórmulas (141) (142) y (143) se transforman a unidades métricas en donde W y H_a estén expresados en metros y Q en metros cúbicos por segundo se tiene:

Para $W = 0.15 \text{ m}$

$$C = \frac{0.0285 H_a^{2.72}}{\left(\frac{H_a + 3.05}{3.05} - S \right)^{1.44}} - \frac{H_a - 0.056}{87.94} \quad (141-a)$$

Para W entre 0.30 y 2.50 m;

$$C = 0.0746 \left[\left(\frac{3.28 H_a}{\left(\frac{1.8}{S} \right)^{1.3} - 2.45} \right)^{4.57 - 3.148 S} + 0.093 S \right] W^{0.815} \quad (142-a)$$

Para W entre 2.50 y 15.00 m;

$$C = 69.671 (S - 0.71)^{2.333} H_a^2 W \quad (143-a)$$

Por lo anterior se ve que cuando el medidor trabaja con sumersión, el cálculo del gasto resulta muy laborioso, y para evitar este inconveniente se da el Anexo No. 33 hojas 1 a 25 para el cálculo del gasto en cada uno de los medidores que se consignan.

PERDIDA DE CARGA EN EL MEDIDOR

La pérdida de carga que tiene lugar en un medidor Parshall es función de su tamaño W , del gasto Q y del grado de sumersión S con que trabaja la estructura. Su autor no da a conocer las fórmulas que sirven para calcular la pérdida de carga en medidores de 8 pies o menores pero en su publicación *The Parshall Measuring Flume* publica un diagrama para ese objeto, y partiendo de dicho diagrama el ingeniero Taboada investigó las fórmulas con las que está construido, las cuales ya transformadas al sistema métrico le sirvieron para cons-

(*) TABOADA R. EDMUNDO.— Tablas y Nomogramas para calcular medidores Parshall. Boletín Técnico del Banco Nacional de Crédito Agrícola S. A. Méjico. 1940

truir la hoja 1 de 2 del Anexo No. 32, y aun cuando estas ecuaciones no deben ser exactamente las usadas por Parshall para construir su nomograma empleando el Anexo 32 hoja 1 de 2 se obtienen resultados que son substancialmente iguales a los obtenidos empleando el nomograma de Parshall.

Para medidores cuyo tamaño está comprendido entre 10 y 50 pies, Parshall si da a conocer la fórmula para calcular la pérdida de carga p y en unidades inglesas es:

$$p = \frac{1.49}{(r + 15)^{1.48}} \left(\frac{1-S}{0.05} \right)^{0.72} Q^{0.67} \quad (144)$$

la que transformada a unidades métricas puede quedar:

$$p = \frac{5.072}{(r + 4.57)^{1.48}} (1-S)^{0.72} Q^{0.67} \quad (144-a)$$

El Anexo No 32 hoja 2 de 2 resuelve la ecuación (144-a) solamente que en los nomogramas aparece el porcentaje de sumersión $100 S$ en vez de el grado de sumersión S .

SELECCION DEL TAMAÑO MAS ADECUADO

E INSTALACION DEL MEDIDOR.

El cálculo para el proyecto e instalación de un medidor Parshall se reduce únicamente a comparar la relación del par de valores. Tamaño W y pérdida de carga p correspondiente, que tienen lugar en diferentes tamaños de medidores, con el objeto de escoger aquel que presente mayores ventajas.

Es necesario conocer de antemano el gasto máximo que la estructura está destinada a medir, con lo cual se ve en la hoja 1 de 12 del Anexo No. 31 que existen varios tamaños de medidores que son capaces de medirlo, para seleccionar de entre estos tamaños el más adecuado, se tiene en cuenta lo siguiente:

Desde el punto de vista de la economía en la construcción de la estructura, el menor de los medidores con la capacidad requerida será el más favorable, por otra parte, un medidor demasiado grande resultará impreciso toda vez que en éste, a una variación pequeña en la carga corresponde una variación considerable en el gasto. sin embargo, hay otras consideraciones que hacen que en la mayoría de los casos, el medidor que se instala no sea el más pequeño, por ejemplo, un medidor pequeño origina una pérdida de carga fuerte, que se traduce en un apreciable aumento en el tirante del canal aguas arriba del medidor, que se pueda traducir en una completa variación de las condiciones de escurrimiento en dicho canal pues a ese aumento de tirante y disminución de velocidad puede corresponder un depósito de azolve, por otra parte, puede poner en peligro la estabilidad de los bordos al reducirse el libre-bordo y también, si el medidor está colocado cerca de la boca oña que alimenta el canal lateral en donde está instalado, ese aumento de tirante en el lateral requiere el mismo aumento del tirante en el canal principal, lo cual no siempre es posible y en consecuencia la derivación es de un gasto menor que aquel para el cual fue proyectado el lateral.

Otra consideración que a menudo obliga instalar un medidor de tamaño mayor que el mínimo necesario, es la fuerte velocidad que se produce a la salida que es tanto mayor cuanto menor es el tamaño del medidor y con el objeto de evitar erosiones aguas abajo de la estructura, a veces se tiene que colocar un revestimiento que eleva el costo de instalación y es necesario por lo tanto optar por un tamaño un poco mayor, lo que también reduce la longitud de las paredes laterales o aleros cuando éstos se hacen necesarios. Usualmente el tamaño del medidor varía de $1/3$ a $1/2$ del ancho de la plantilla del canal cuando se trata de canales rectangulares pequeños, y de $2/3$ aprox. cuando se trata de canales trapeziales.

El buen funcionamiento de la estructura no sólo depende de un tamaño adecuado sino también de una correcta instalación, y para ello es necesario conocer de antemano la pérdida de carga que origina la estructura para adoptar una correcta elevación de la cresta sobre la plantilla del canal, pues se corre el riesgo de colocar el medidor demasiado bajo haciendo que aun para gastos pequeños trabaje con sumersión, o bien demasiado alto, con lo cual, además de elevar innecesariamente el tirante aguas arriba del medidor se aumenta excesivamente la velocidad en la salida, que puede causar erosiones en el canal.

En resumen, el cálculo de un medidor Parshall, se reduce a escoger la estructura más adecuada, teniendo en cuenta las consideraciones anteriores dentro del siguiente análisis:

Cuando el tamaño del medidor se disminuye, se disminuye también la elevación de la cresta sobre la plantilla del canal y a mayor gasto corresponde mayor grado de sumersión, así que se tendrá en cuenta que para un correcto funcionamiento del medidor, nunca debe hacerse trabajar con un grado de sumersión mayor que 0.95 y de ser posible se procurará que trabaje siempre con descarga libre.

El cálculo de un medidor se ilustra a continuación con el siguiente:

Ejemplo No. 67

Se intenta instalar un medidor Parshall en un canal de tierra ($n = 0.025$) con taludes 1.5:1 Plantilla B = 1.50 m, pendiente $s = 0.0005$ y altura de bordos de 1.30 m, se desea saber que tamaño W se adoptará y a que elevación X de la plantilla del canal se colocará la cresta.

En el punto donde se proyecta construir el medidor, se han observado las variaciones del gasto y también la de los tirantes con que ocurren, siendo como sigue:

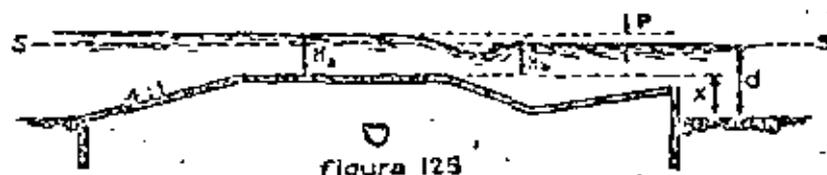
GASTO EN LITROS POR SEGUNDO	TIRANTES
1 200 (máximo)	0.80 m.
1 000	0.73 m.
900 (mínimo)	0.69 m

Si se desea que con el gasto máximo la estructura trabaje con descarga libre, de la hoja I de 12, Anexo No. 31, se ve que entre los medidores que tienen la capacidad requerida podemos seleccionar los de 1.00 m, y 0.75 m que vamos a analizar.

Si se fija la condición de que con 1200 $l/seg.$ el grado de sumersión sea 0.70 como máximo para que el cálculo del gasto se haga solamente en función de una sola lectura, de los nomogramas respectivos se obtienen las siguientes pérdidas y cargas:

W	p	H_s	$H_b = 0.70 H_s$
1.00	0.22	0.66	0.46
0.75	0.27	0.80	0.56

En la figura 125 la línea S-S representa la superficie del agua en el canal, correspondiente a un gasto y tirante d dados si no existiera medidor, por ser la longitud de la estructura relativamente corta y la pendiente longitudinal del canal muy suave, se considera que tanto esta línea como la que representa el fondo del canal son horizontales.



Cuando la estructura trabaja con sumersión, podemos aceptar que la superficie del agua en la garganta del medidor, está a nivel con la del canal en la salida y en éstas condiciones la altura X de la cresta se obtiene restando H_b del tirante normal d en la salida. Si se adopta el medidor de 1.00 la cresta se colocaría a una altura de $0.80 - 0.46 = 0.34$ m sobre la plantilla del canal. El tirante en el canal aguas arriba del medidor operando con ese gasto de 1.20 $m^3/seg.$ sería de 1.02 m pues se tendría que remansar 0.22 m para vencer la pérdida de carga que ocurre en la estructura.

En el segundo caso, usando el medidor de 0.75 m. para medir el gasto de 1.2 $m^3/seg.$ con el grado de sumersión de 0.70 fijado, la altura X de la cresta sobre el fondo del canal sería de $0.80 - 0.56 = 0.24$ m, y siendo la pérdida de carga en éstas condiciones de 0.27 m, el tirante en el canal aguas arriba del medidor sería de 1.07 m.

Se adoptará el medidor de 1.00 m para lo cual revisaremos las condiciones de trabajo para el caso de gasto mínimo.

En la figura 125 se ve que sin gran error se tiene:

$$\begin{aligned} d + p &= H_s + X & \text{o sea:} \\ d - X &= H_s - p \end{aligned} \quad (145)$$

En nuestro caso de $d - X = 0.69 - 0.34 = 0.35 \text{ m}$, para investigar el par de valores H_a y p que verifican la igualdad (115) se tabularán en la siguiente forma los valores obtenidos de los nomogramas respectivos:

Grado de Sumersión	H_a	p	$H_a - p$
Descarga Libre	0.54	0.24	0.30
0.70	0.55	0.18	0.37
0.80	0.57	0.13	0.44

por lo anterior se juzga que para gasto mínimo el funcionamiento con $X = 0.34$ es correcto y puede aceptarse pues se verifica con un grado de sumersión sensiblemente de 0.70 sin embargo, teniendo en cuenta que los datos que se usaron no son rigurosamente exactos ya que la pérdida de carga empleada en éstos cálculos no incluye a la producida a la entrada y a la salida por las transiciones cuando éstas se construyen o no, resulta que no puede considerarse a la altura X más que como altura aproximada a que debe instalarse el medidor y es prudente colocarlo a una altura ligeramente mayor, un 10% de aumento estaría bien, así que en el presente ejemplo la cresta del medidor deberá colocarse a una altura de $1.10 \times 0.34 = 0.37 \text{ m}$ sobre la plantilla del canal.

Puede suceder que se desea colocar un medidor Parshall en un punto del proyecto de un canal y es entonces conveniente considerar en dicho proyecto la pérdida de carga que ocurre en el medidor con el objeto de prever un desnivel en la plantilla del canal en el lugar de la estructura, suficiente para absorber dicha pérdida y evitar la sobreelevación del tirante en el canal superior.

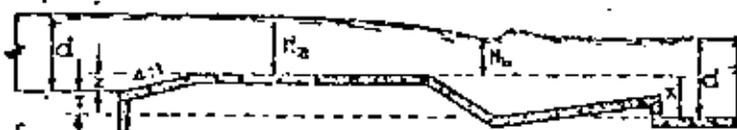


Figura 126

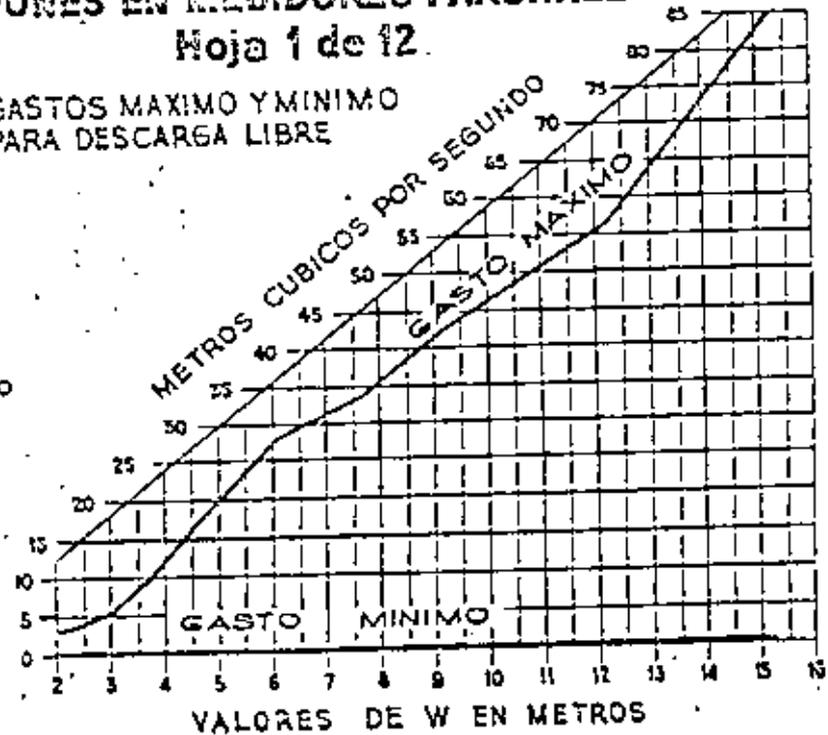
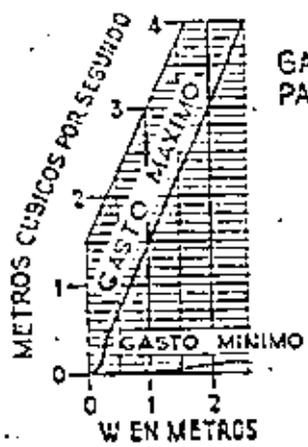
En la figura 126 si $T = p$ como mínimo, entonces se tiene que la altura de la cresta sobre la plantilla del canal superior es sensiblemente $Z = d - H_a$.

En la práctica resulta muy económico en los canales, el combinar el medidor Parshall con otras estructuras, por ejemplo en el caso de una caída en donde T sería el desnivel topográfico y el diseño final sería la combinación medidor-caída.

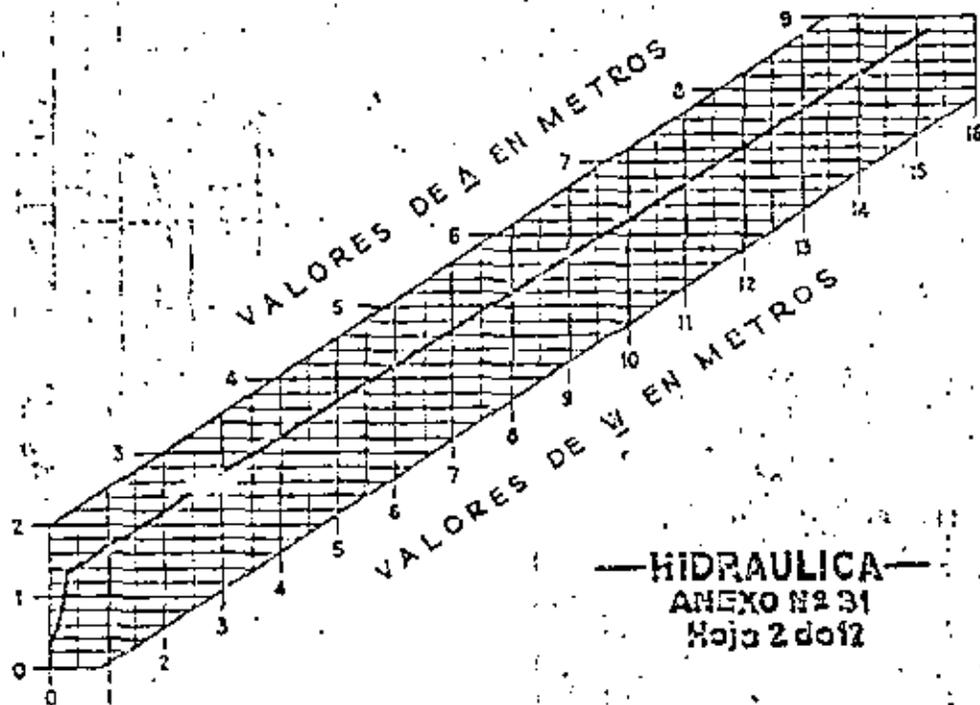
ANEXO Nº 31.-GRAFICAS PARA DETERMINAR DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL

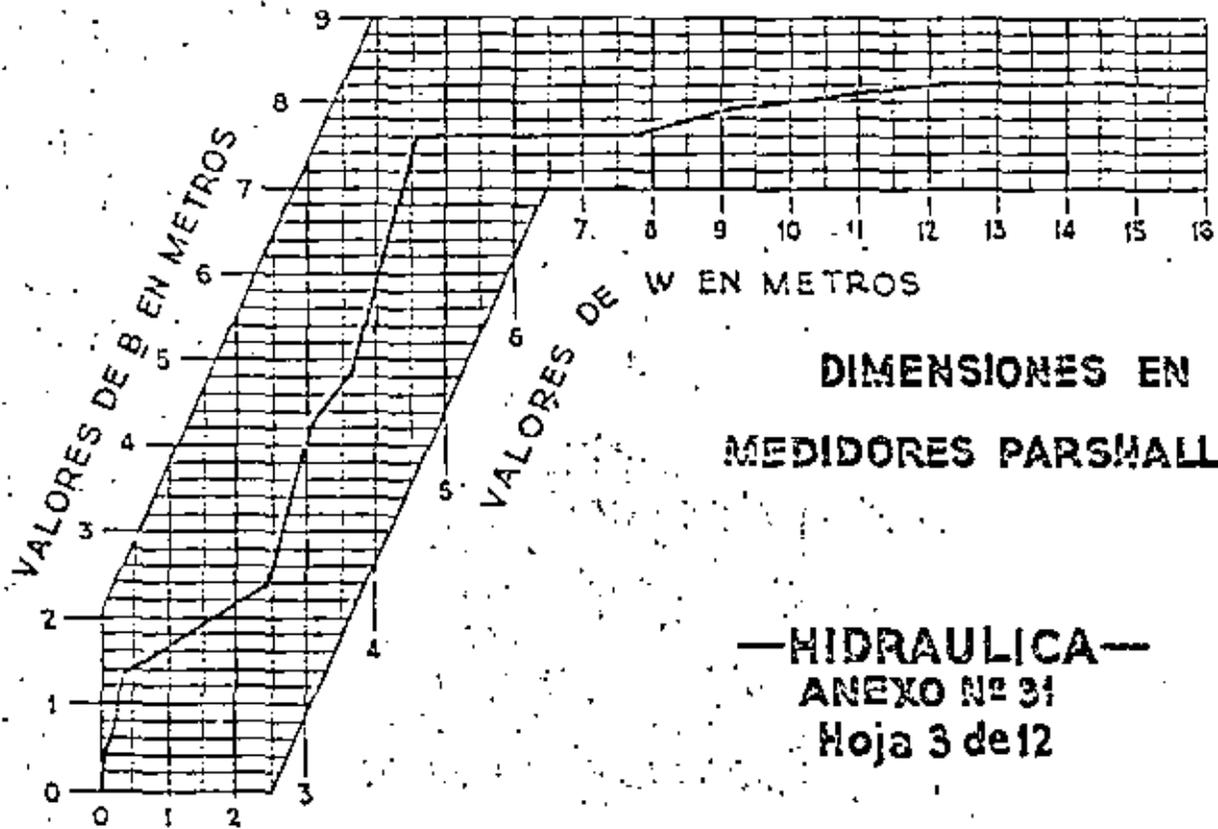
Noja 1 de 12.

GASTOS MAXIMO Y MINIMO
PARA DESCARGA LIBRE



DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL

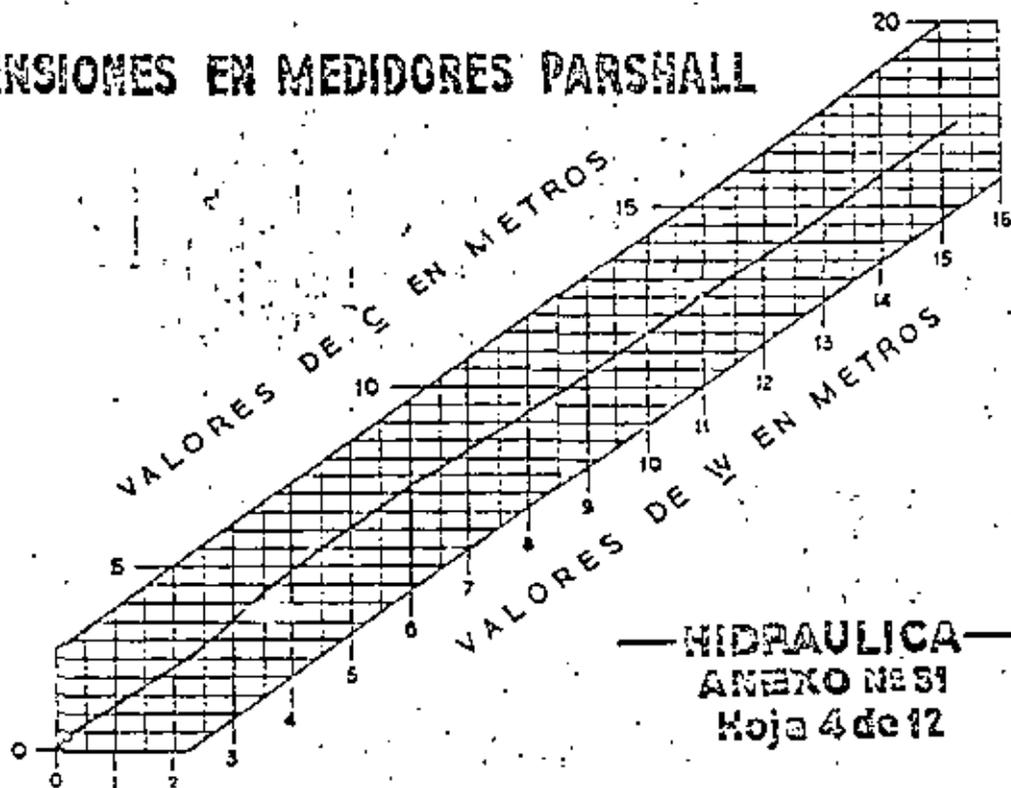




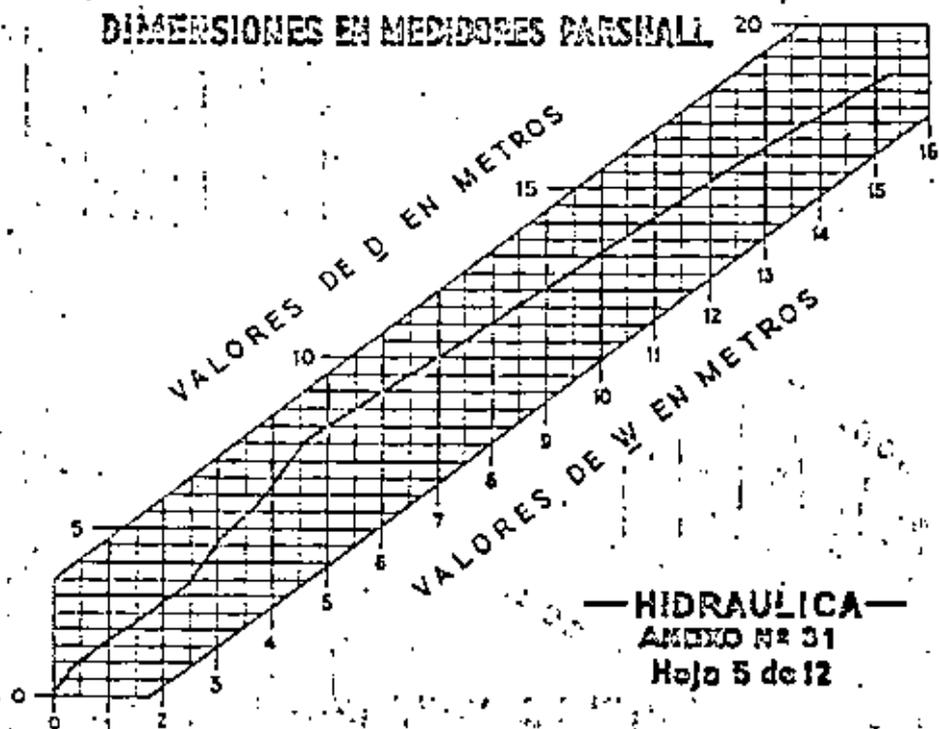
**DIMENSIONES EN
MEDIDORES PARSMALL**

**—HIDRAULICA—
ANEXO Nº 31
Hoja 3 de 12**

DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL

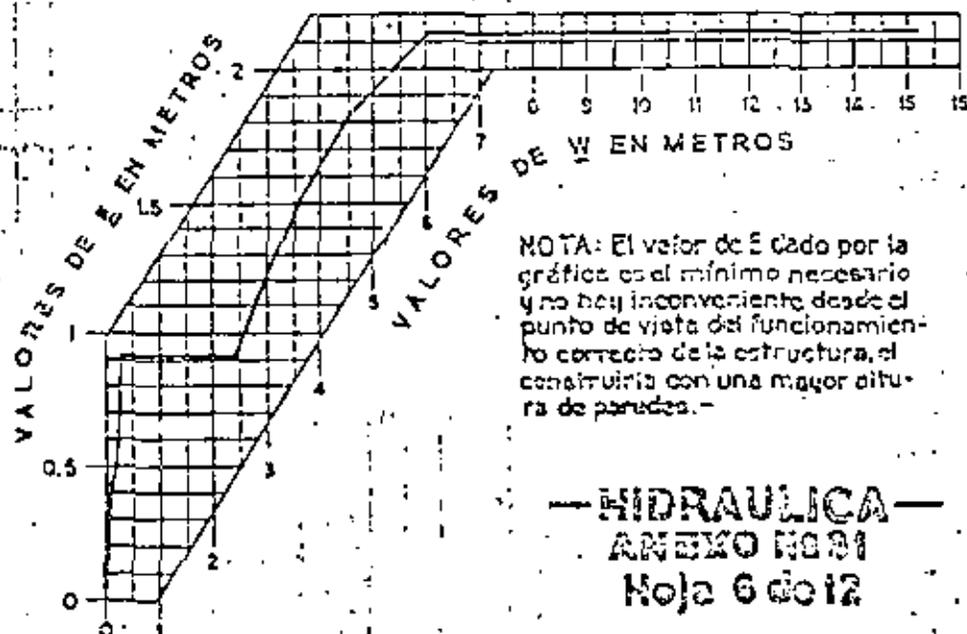


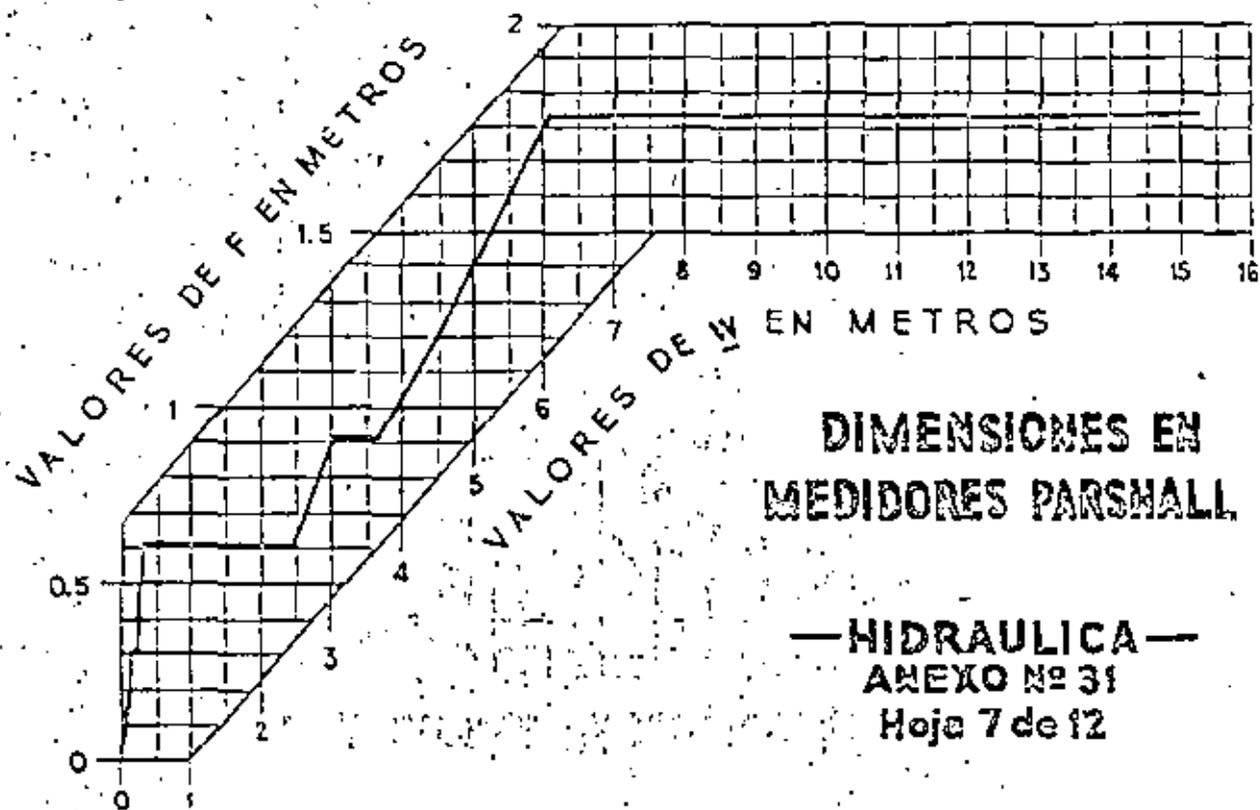
DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL



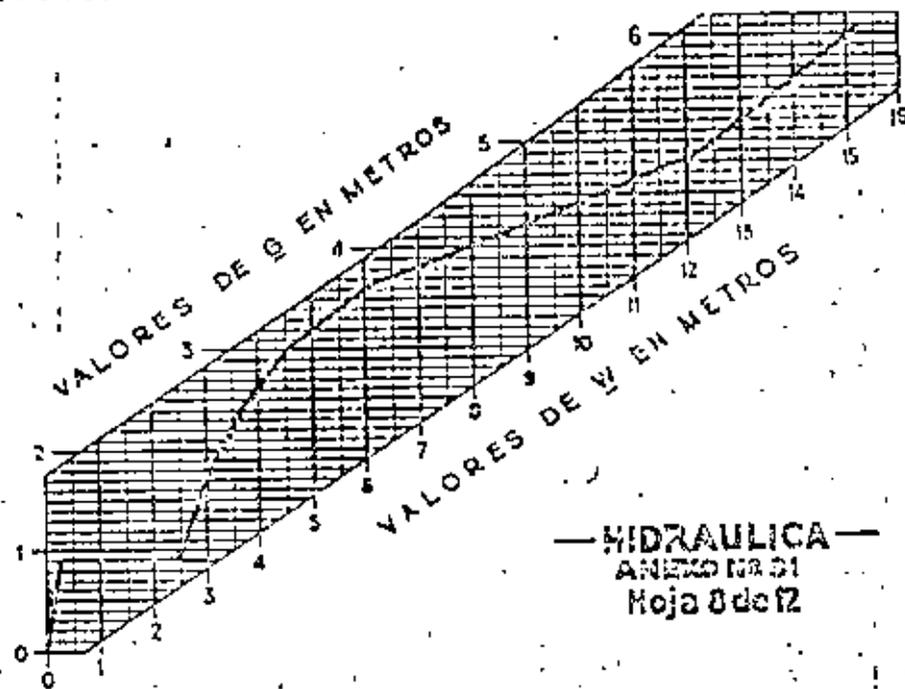
— HIDRAULICA —
ANEXO N° 31
Hoja 5 de 12

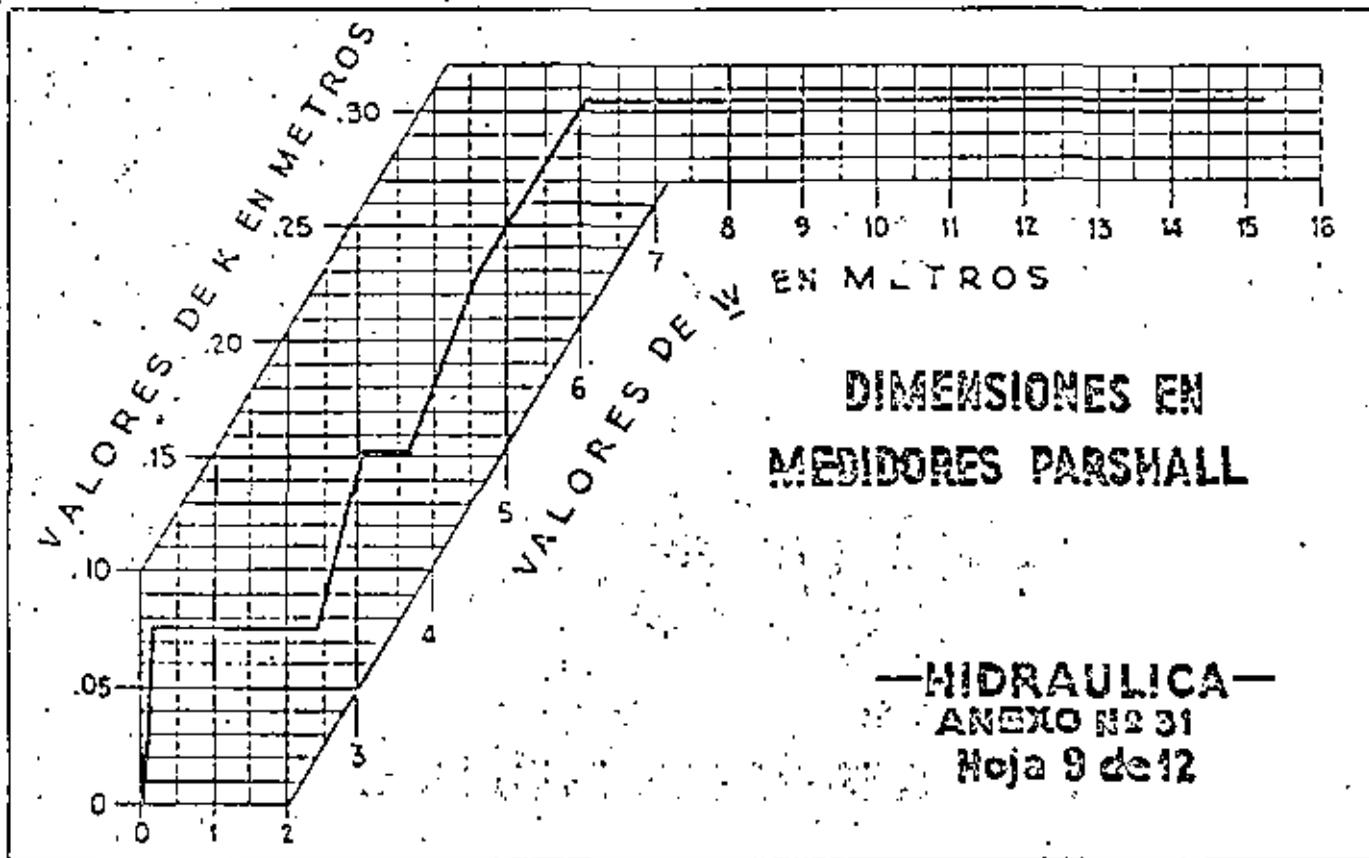
DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL



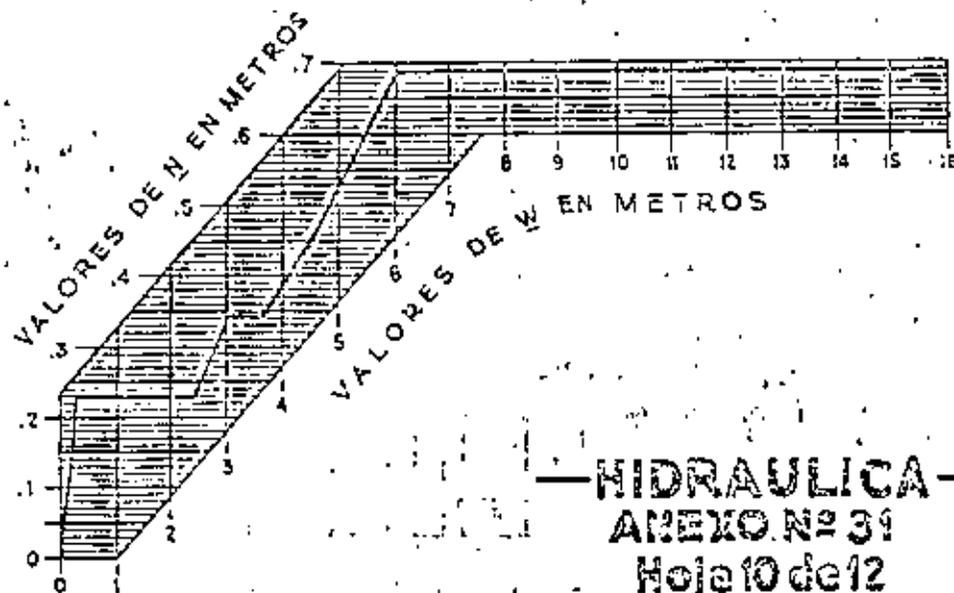


DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL

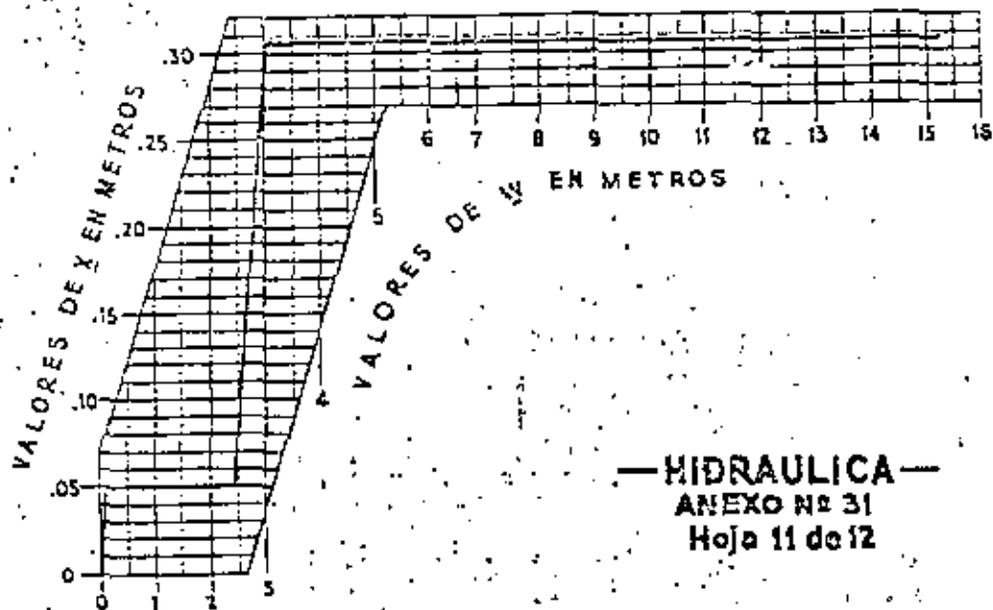




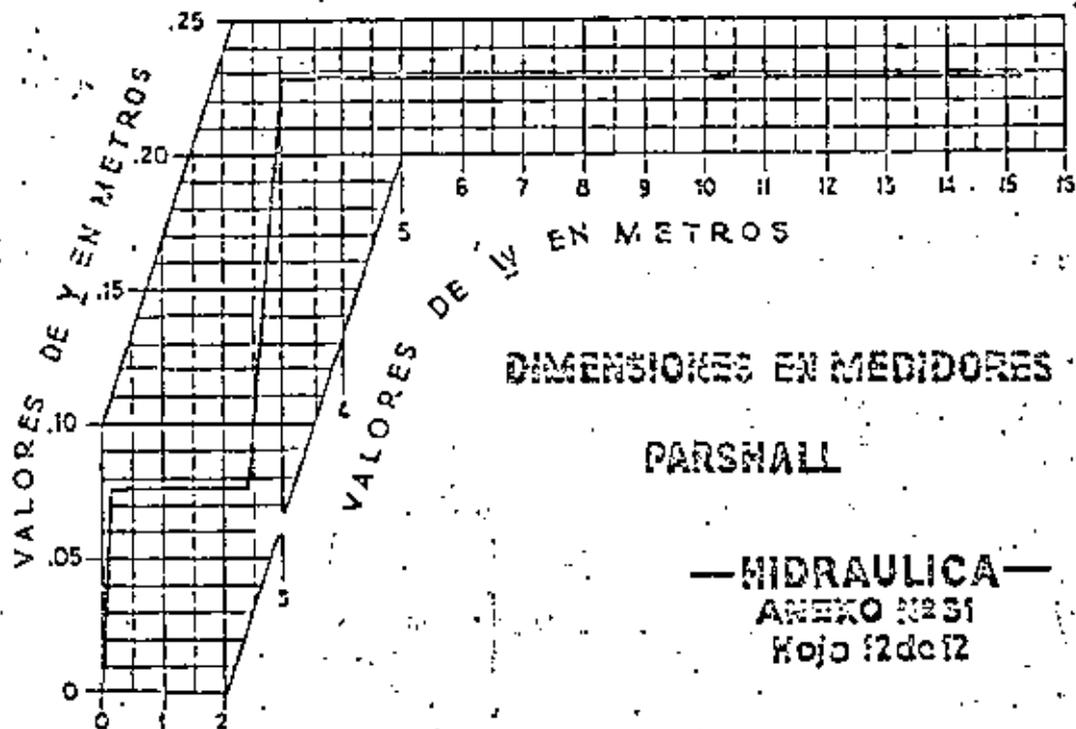
DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL



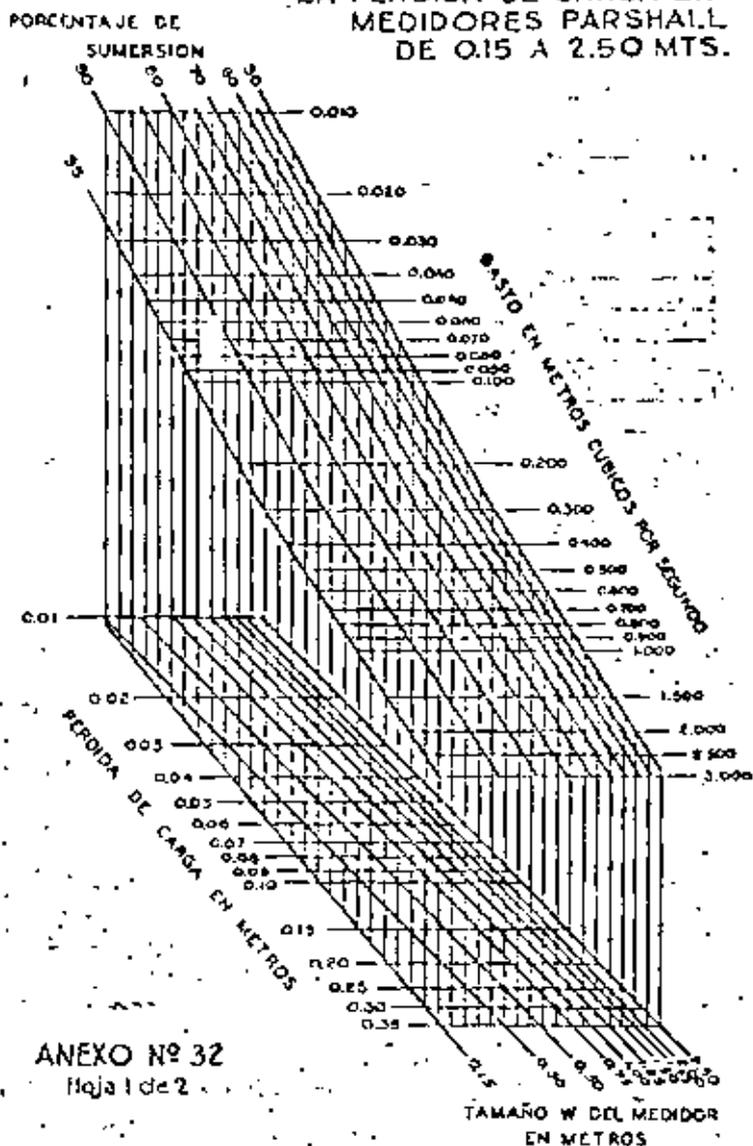
DIMENSIONES EN MEDIDORES PARSHALL



—HIDRAULICA—
ANEXO Nº 31
Hoja 11 de 12

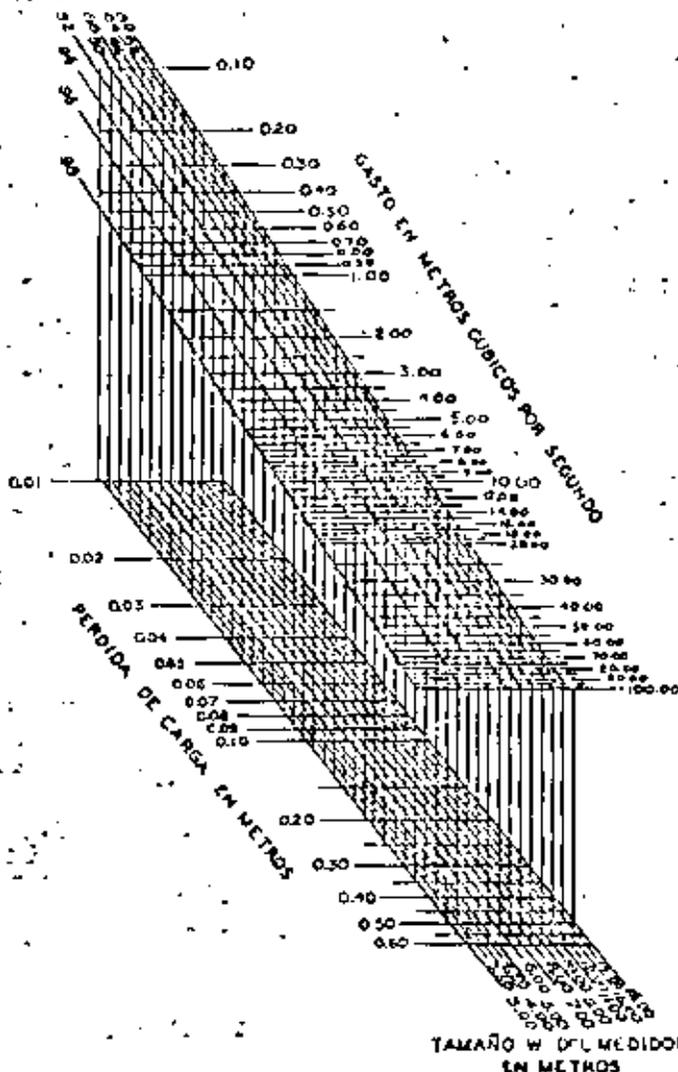


NOMOGRAMA PARA CALCULAR
LA PERDIDA DE CARGA EN
MEDIDORES PARSHALL
DE 0.15 A 2.50 MTS.



NOMOGRAMA PARA CALCULAR
LA PERDIDA DE CARGA EN
MEDIDORES PARSHALL
DE 3.00 A 15.00 MTS.

PORCENTAJE DE
SUMERSION



ANEXO Nº 32
Hoja 2 de 2

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL DE 0.15 MT.

Hoja 1 de 25

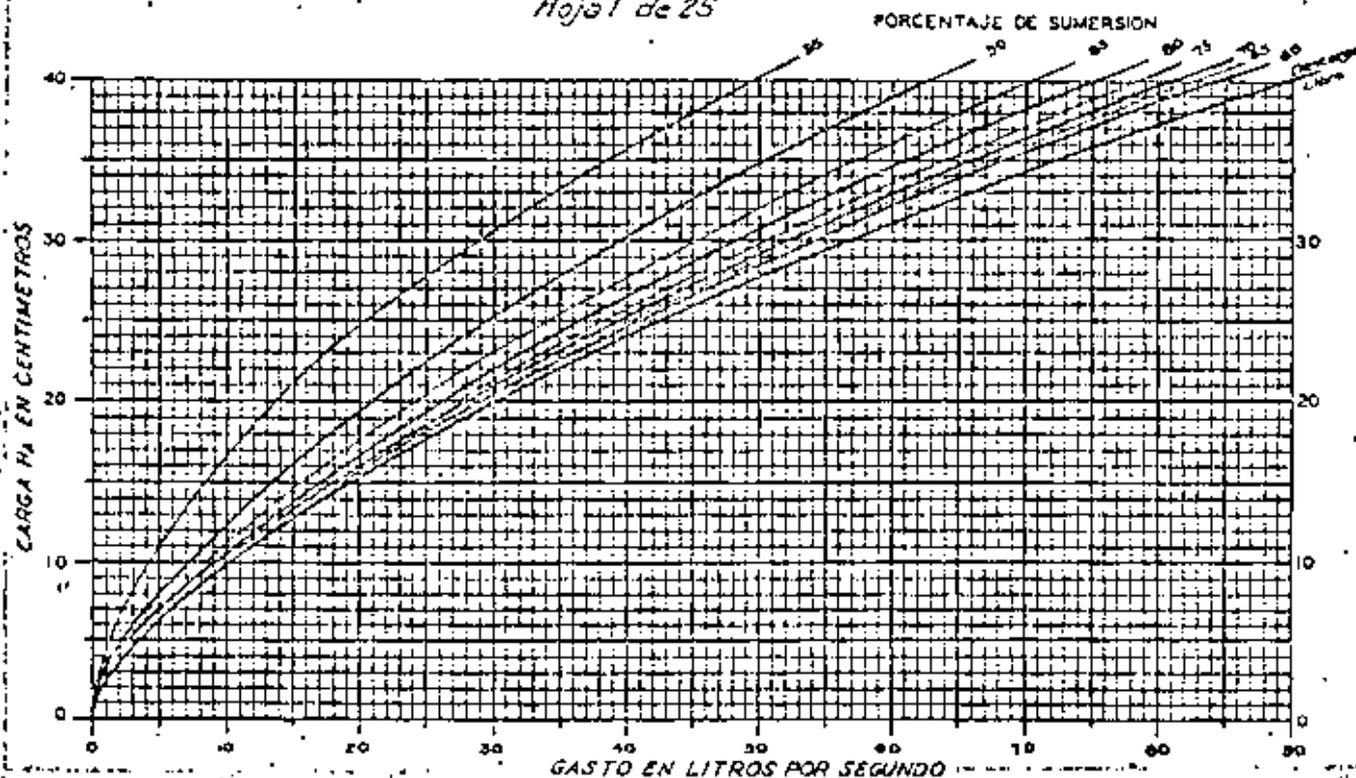
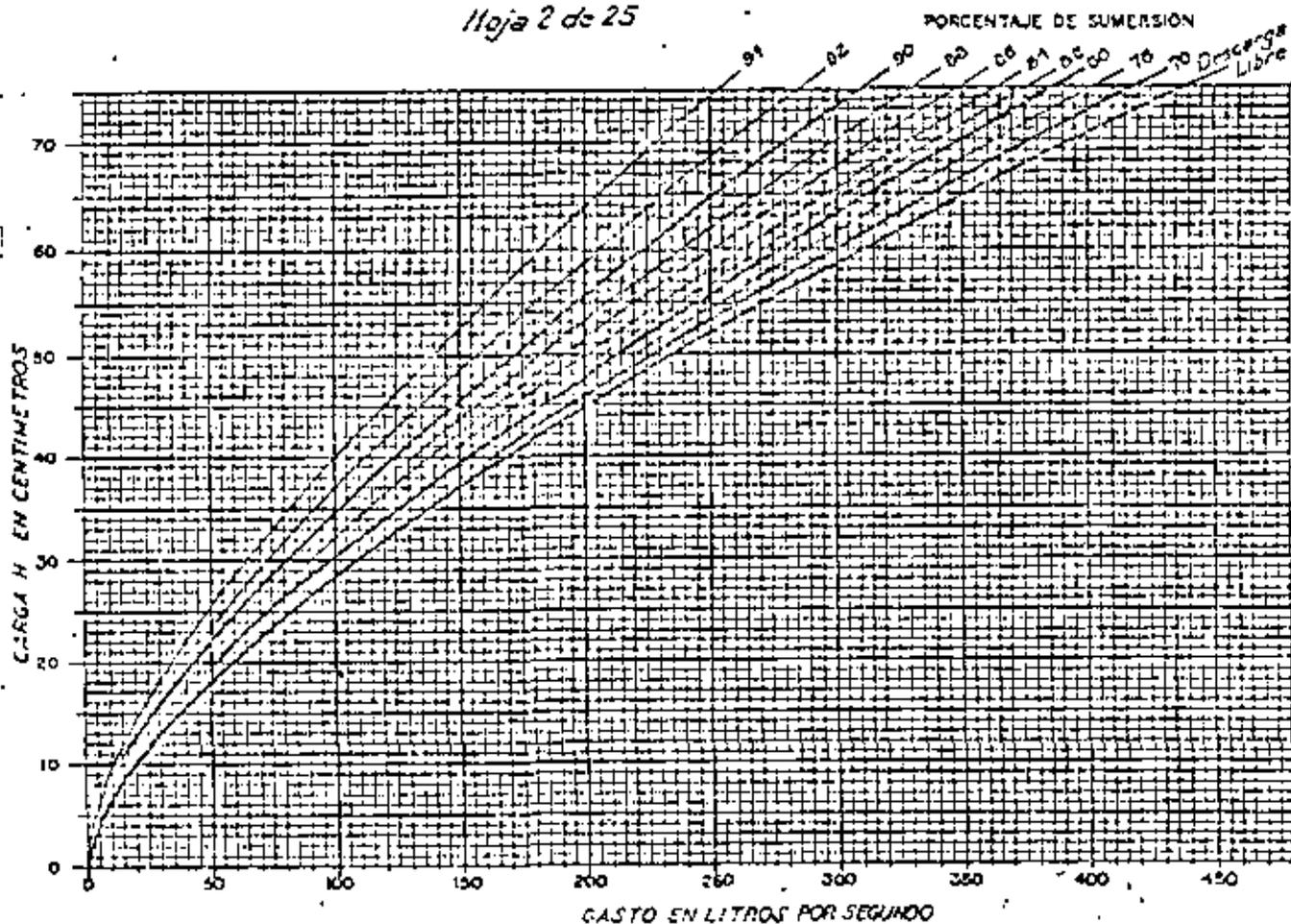


DIAGRAMA DE GASTOS DE UN MEDIDOR PARSHALL DE 0.30 MT.

Hoja 2 de 25

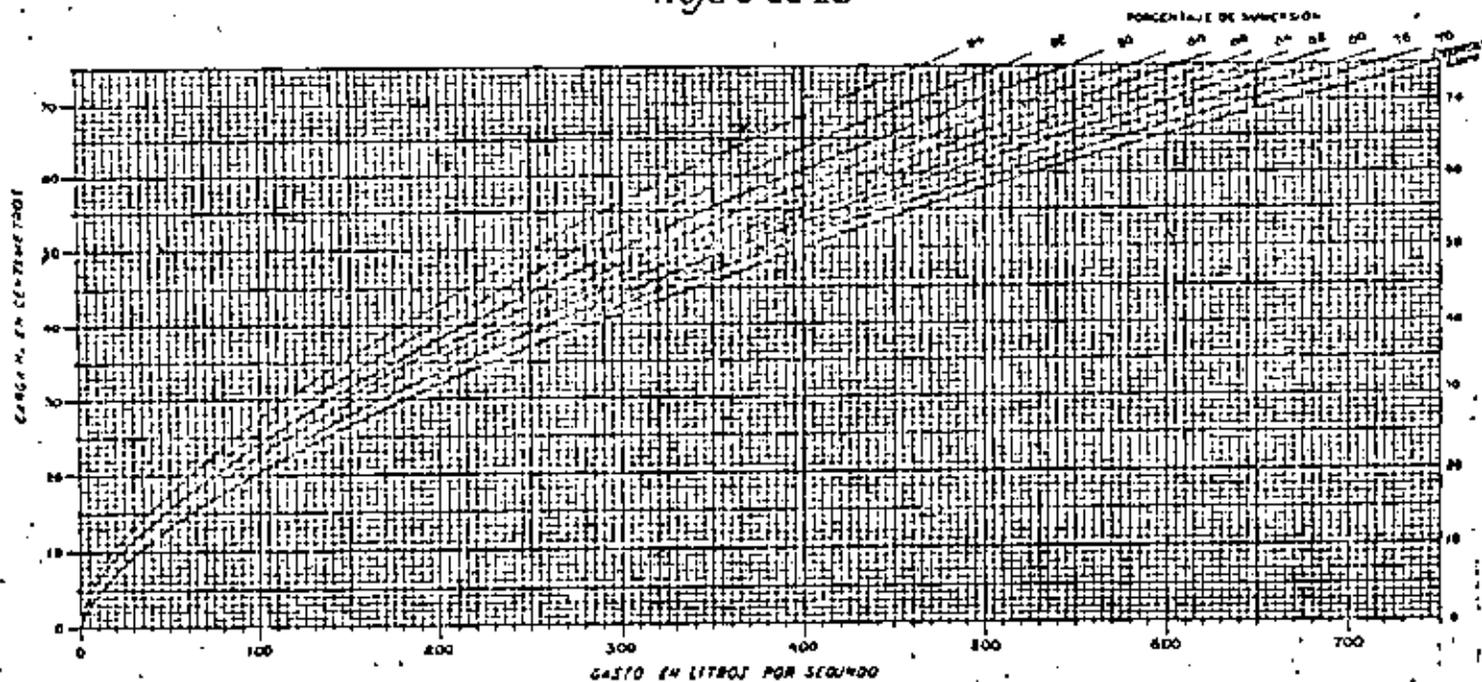
DIAGRAMA DE GASTOS DE UN MEDIDOR PARSHALL DE 0.30 MT.

Hoja 2 de 25



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 0.50 MT.

Hoja 3 de 25



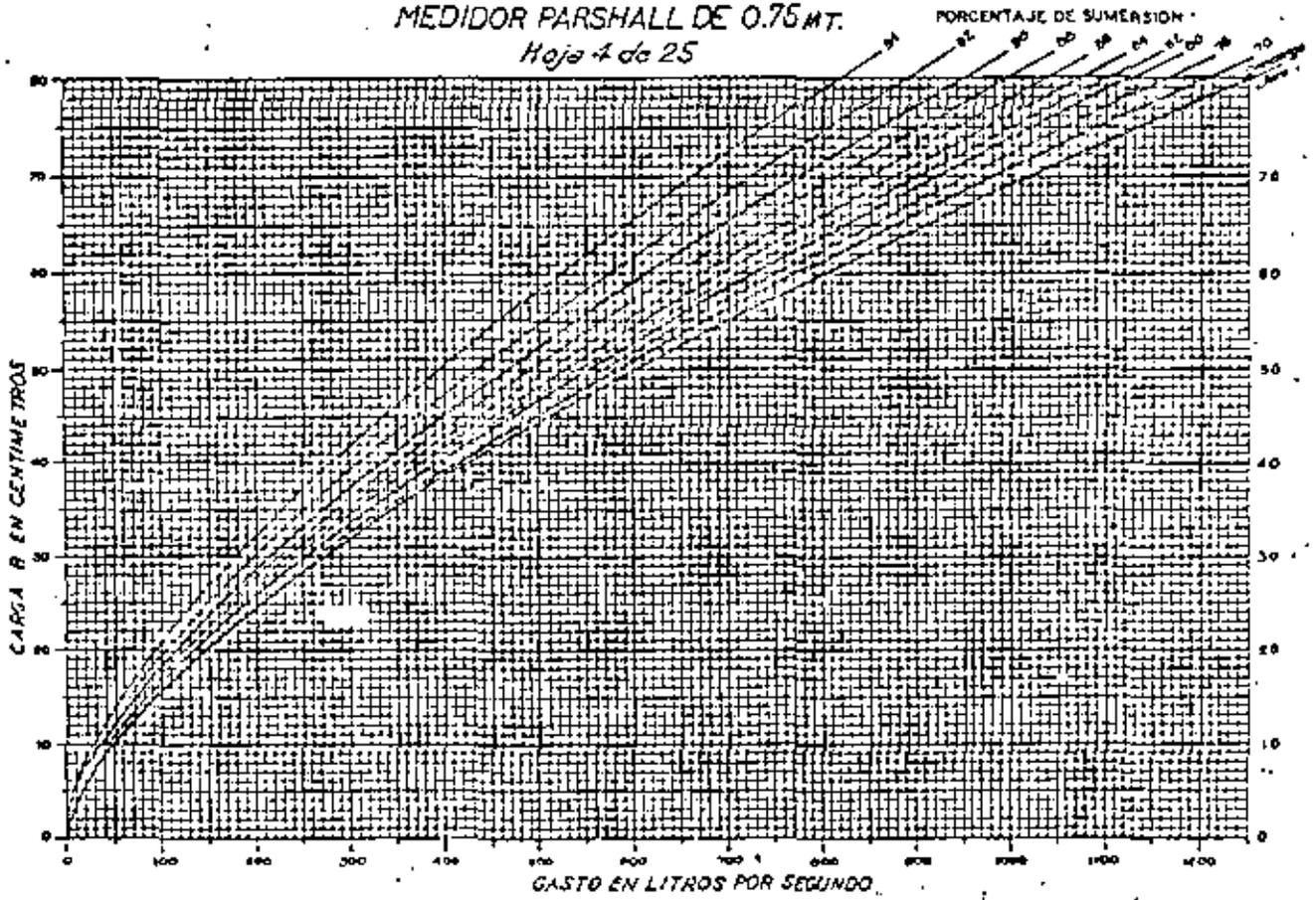
NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 0.75 MT.

PORCENTAJE DE SUMERSION

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN

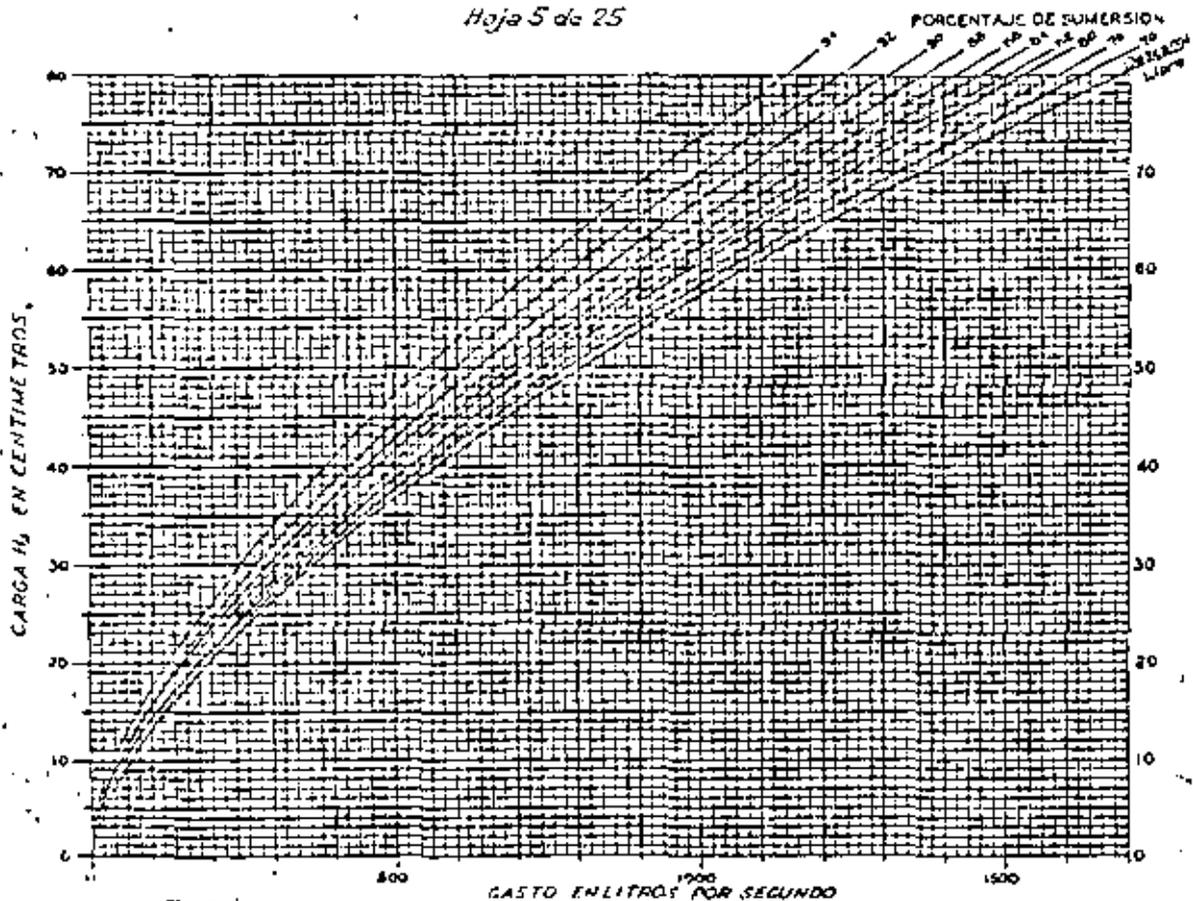
MEDIDOR PARSHALL DE 0.75 MT.

Hoja 4 de 25



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL DE 1.00 MT.

Hoja 5 de 25

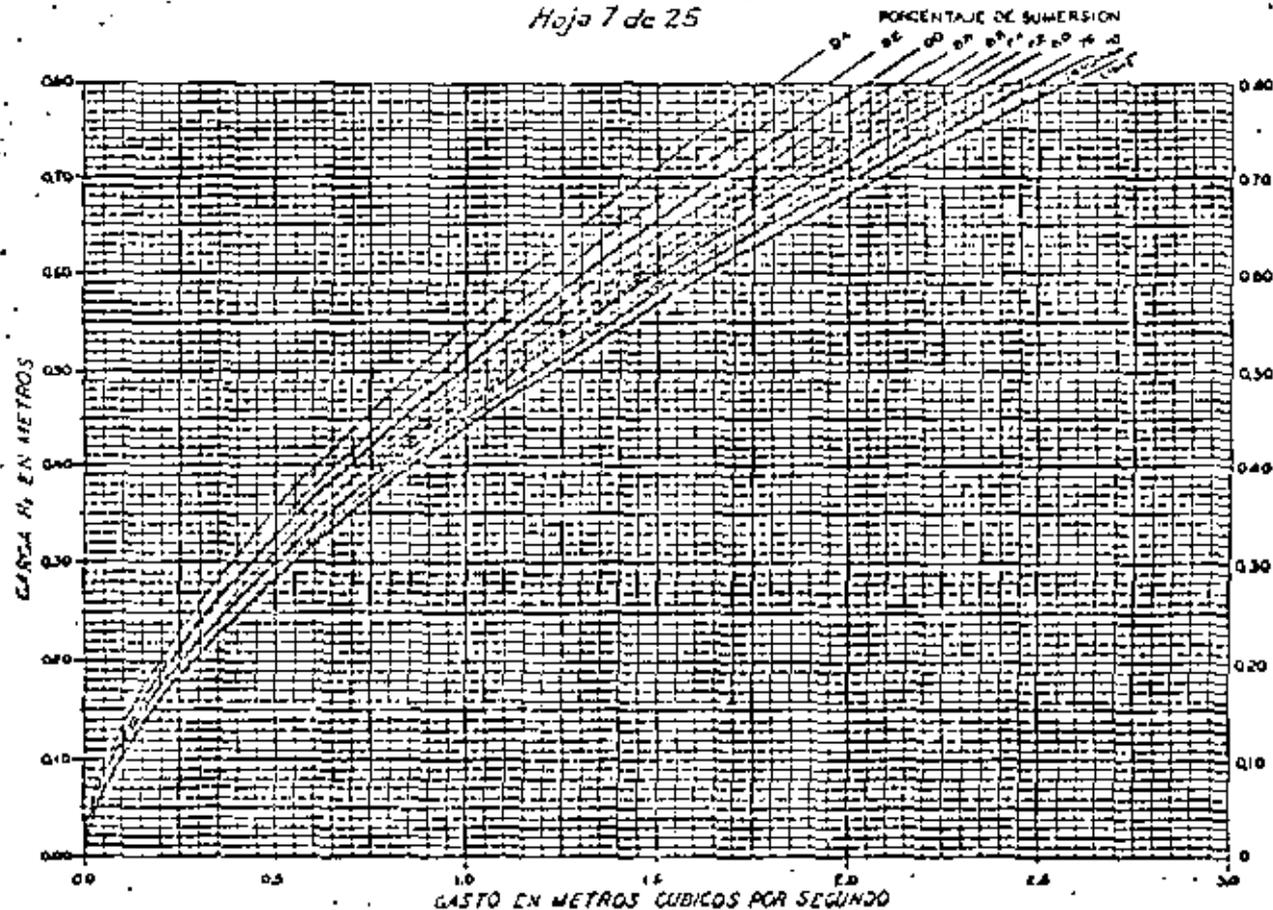


NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL DE 1.25 MT.

Hoja 6 de 25

PORCENTAJE DE SUMERSION

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN
 MEDIDOR PARSHALL DE 1.50
 Hoja 7 de 25



10.2 MEDICION DE FLUJO EN TUBERIAS:

El caudal de líquidos en tuberías se mide comúnmente utilizando la caída de presión, ya que es una función del gasto, pudiéndose leer directamente en un instrumento calibrado.

Sobre este principio operan los siguientes medidores.

- a) De orificio
- b) Tubo venturi
- c) Boquillas o tubos Dall
- d) Tubos de pitot.

Estos medidores consisten de un elemento primario que produce la caída de presión y un elemento secundario que la mide. El elemento primario de estos medidores no contiene ninguna parte móvil.

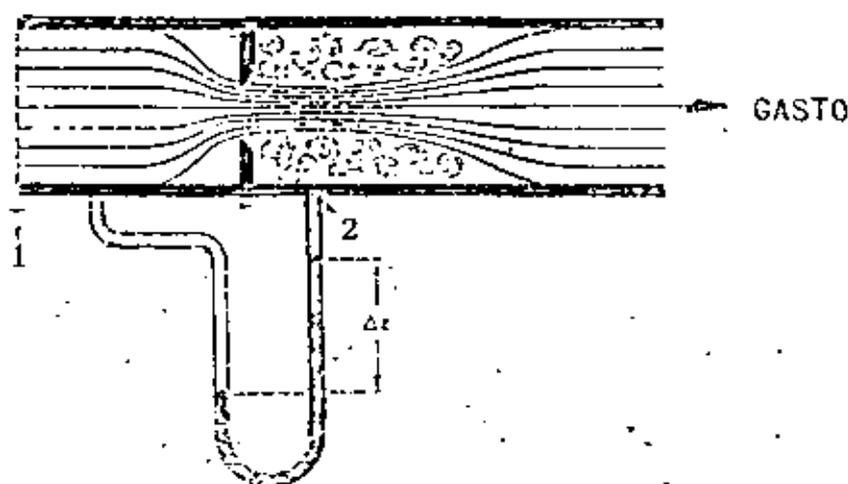
Otro tipo de medidores llamados mecánicos opera con un elemento primario que contiene partes móviles. En este grupo se incluyen:

- a) Rotámetros
- b) De desplazamiento positivo.
- c) Medidores de velocidad, ya sean de hélice o turbina.

Finalmente tenemos los medidores magnéticos que no tienen restricciones en la tubería, ni partes móviles. En este tipo, el líquido en movimiento corta las líneas de fuerza de un campo magnético y genera un voltaje que es directamente proporcional al gasto.

A.- MEDIDORES QUE UTILIZAN EL PRINCIPIO DE LA CAIDA DE PRESION.

- a) De orificio



Considerando los puntos 1 y 2 del medidor y aplicando el principio de Bernoulli se obtiene.

$$U_1 = C_d \sqrt{\frac{2g [(P_1 - P_2) g_c / \rho g]}{1 - (d_o/d_i)^4}}$$

En donde:

U_1 = Velocidad media del líquido.

C_d = Coeficiente de descarga.

P = Presión del líquido.

g_c = Constante de la 2a. Ley de Newton.

d_o = Diámetro del orificio.

d_i = Diámetro del tubo.

El coeficiente C_d se obtiene calibrando el medidor

Como $\frac{d_o}{d_i} = \text{constante.}$

$$U_1 = K = \sqrt{2g [(P_1 - P_2) g_c / \rho g]}$$

\bar{K} se conoce como el coeficiente de gasto.

$$\text{Como } \frac{(P_1 - P_2) g_c}{\rho g} = \Delta h$$

$$U_1 = K \sqrt{2g \Delta h}$$

Si se trata de un orificio situado en una tubería no horizontal.

$$U_1 = K \cdot 2g (\Delta h + \Delta z)$$

Siendo Δz la distancia vertical entre las tomas de presión.

El coeficiente de descarga C_d para un tipo de orificio es una función de la localización de las tomas de presión, la relación d_0/d_1 y el número de Reynolds. C_d también es función del espesor de placa, a menos que sea menor de 1) $d_0/8$; 2) $d_1/30$ a $d_1/50$ y 3) $(d_1 - d_0)/8$.

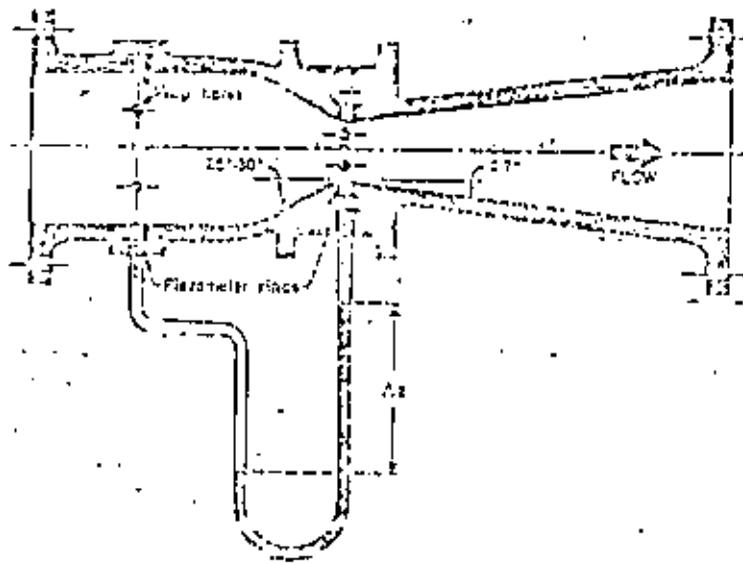
Estos medidores sufren de fuertes pérdidas de carga por fricción y la mayor parte de la caída de presión no es recuperable.

Se usan con líquidos que no contienen sólidos (orificios concéntricos o segmentales), o bien con líquidos que contienen ya sea una cantidad reducida de sólidos no abrasivos o poco gas. (orificios excéntricos en el fondo y en la clave respectivamente).

Las placas de orificios tienen la desventaja de ser sensibles a daños por erosión.

b) MEDIDORES VENTURI

La teoría del medidor Venturi es la misma que la del orificio, sin embargo, está diseñado para reducir la formación de turbulencia y consecuentemente pérdidas de energía.



El tubo venturi consiste de una sección de entrada, de un diámetro substancialmente similar al de la tubería, un cono de entrada con una convergencia angular constante entre 25 y 30°, una garganta maquinada con precisión y un cono de descarga con divergencia angular fija no mayor de 7°.

La sección de entrada tiene una serie de conexiones en un anillo anular de presión, para dar un valor promedio de la presión aguas arriba. Un anillo similar en la garganta proporcionaría un valor promedio de la presión agua abajo.

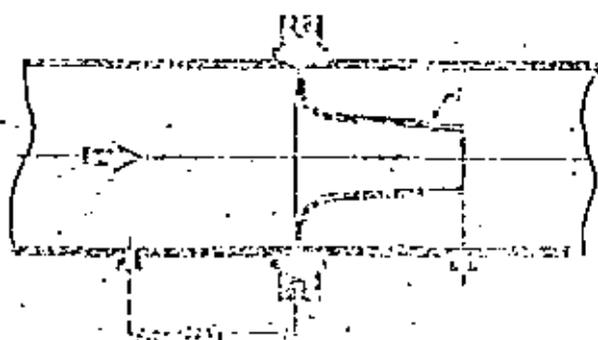
Un Venturi puede medir hasta 60% más de gasto que un orificio para el mismo diámetro y caída de presión; además puede medir el gasto en líquidos que contienen sólidos no usándose en este caso los anillos de presión.

La caída de presión no recuperable es del orden del 10% y C_d vale aproximadamente 0.98.

Sin embargo los tubos Venturi ocupan mucho espacio y su costo e instalación son mayores comparados con los de orificio.

c).- BOQUILLAS O TUBOS DALL.

Estos medidores son versiones modificadas de los Venturi.

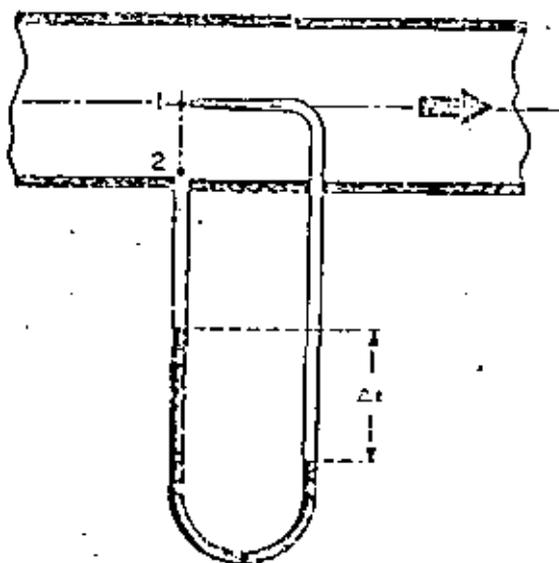


Su costo es intermedio entre los venturi y los orificios.

Su principal ventaja es el poco espacio que ocupan y que pueden manejar sólidos.

d) TUBO PITOT.

Los medidores anteriores miden velocidades medias, en contraste, el tubo Pitot mide velocidades puntuales. El principio se ilustra a continuación.



La carga con el punto 1 es la carga de presión más la carga de velocidad $\frac{v^2}{2g}$. La presión ejercida en 2 es sólo la presión estática. Como 1 y 2 están muy próximos, la pérdida por fricción es despreciable y,

$$v = \sqrt{2g\Delta h}$$

En la práctica un tubo Pitot consiste de dos tubos concéntricos paralelos al escurrimiento. Se usan poco a pesar de ser baratos y tener pocas pérdidas, por ser muy sensibles a fallas; además de que el alineamiento es crítico.

MEDIDA DE LA DIFERENCIAL DE PRESIÓN.

La medida se hace tradicionalmente con el tubo U, utilizando mercurio.



AGUA

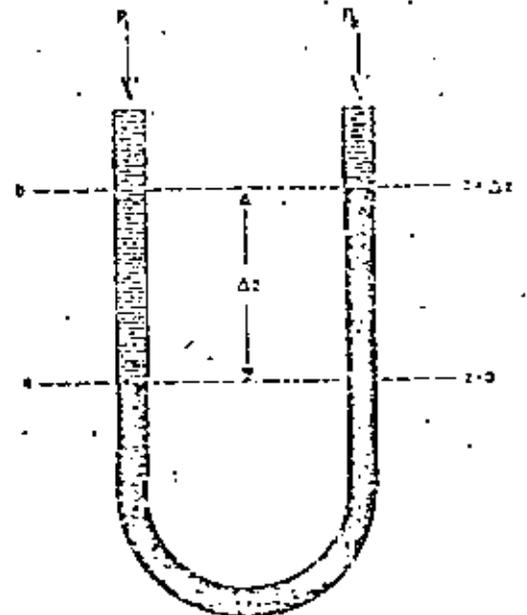


MERCURIO

$$\Delta h = \Delta z \left(\frac{\rho_m - \rho}{\rho} \right)$$

ρ_m = densidad del mercurio.

ρ = densidad del líquido.



Existen versiones modificadas de este manómetro para adaptarlas a diferentes medidores.

MEDIDORES MECANICOS.

a).-- ROTAMETROS:

En estos medidores, la caída de presión se mantiene constante y el área restringida varía con el gasto.



FLOTADOR

TUBO TRONCOCONICO.

Consiste de un tubo troncoconico en el cual se mueve libremente un flotador, que está sujeto a la acción de la gravedad y la fuerza ascensional del líquido. Cuando están en equilibrio - el flotador permanece estático. Esta posición es una función de la velocidad del líquido en el tubo. Se calibran para 0 y 100% del flujo en escala lineal.

Los rotámetros se usan para vez en tubos mayores de 2" ya que su costo se vuelve prohibitivo. Su principal ventaja es su escala lineal 1:10.

b) MEDIDORES DE DESPLAZAMIENTO POSITIVO.

Se usan extensamente como totalizadores de flujo. Operan por el principio de medir el número de veces que se descarga un volumen conocido.

Generalmente son muy poco sensibles a gastos reducidos y son particularmente vulnerables a partículas extrañas y basura.

c) MEDIDORES DE VELOCIDAD.

Los diseños modernos consisten de una caja no magnética, un rotor libremente suspendido en la trayectoria del líquido -

con su eje de rotación paralelo, y un colector electromagnético.

Los rotores usuales son hélices y turbinas.

Requieren un tramo recto para su instalación comunmente - de 10 diámetros agua arriba y 5 aguas abajo.

Como alternativa los rotores pueden estar ligados mecánicamente a una carátula indicadora.

MEDIDORES ELECTROMAGNETICOS

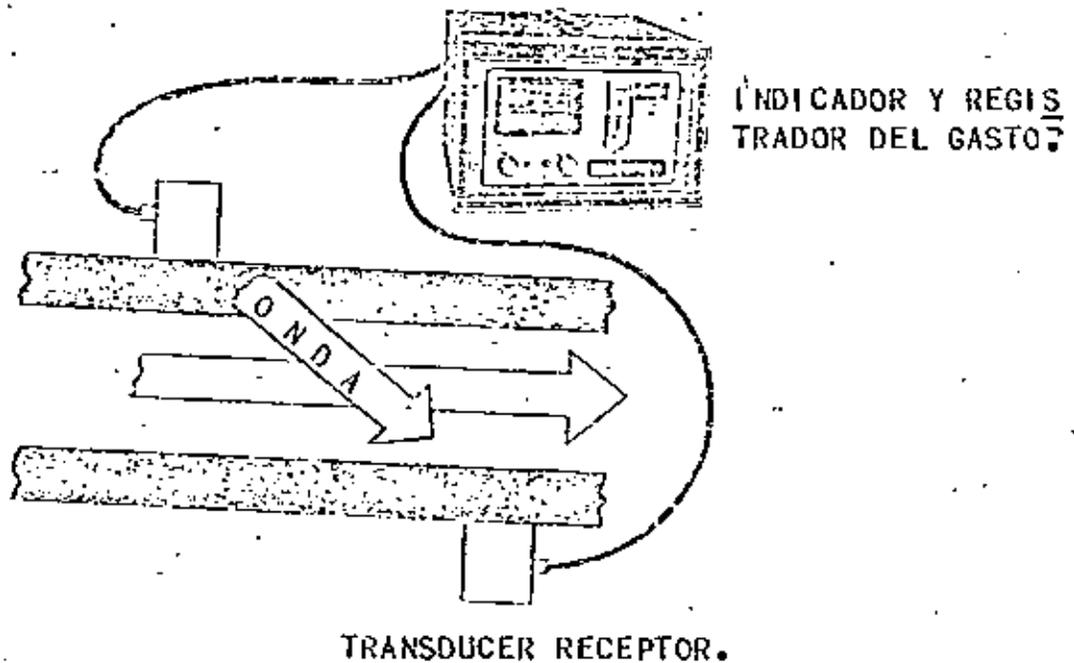
Consisten de un tramo recto de tubo no magnético, sin obstrucciones, a través del cual fluye el líquido. El tubo se recubre con material aislante. Se instalan dos pequeños electrodos diametralmente opuestos en el interior y se proporciona un campo magnético por bobinas montadas exteriormente. Cuando un conductor se mueve en un campo magnético, se induce un voltaje directamente proporcional al número de líneas magnéticas de fuerza cortadas en la unidad de tiempo. El voltaje es directamente proporcional a la velocidad y es detectado por los electrodos, amplificado y transmitido a indicadores o registradores.

Estos medidores no son afectados por variaciones en la viscosidad, densidad o temperatura, tampoco influyen la turbulencia o variaciones en los perfiles de velocidad, pudiéndose montar en cualquier posición, sin importar la proximidad de cambios de dirección, válvulas, piezas especiales, etc.

Su principal desventaja es su alto costo inicial y son especialmente apropiados para medir líquidos que contienen sólidos suspendidos.

OTROS MEDIDORES:

Recientemente se han puesto en el mercado los medidores ultrasónicos que trabajan utilizando dos TRANSDUCERS. Uno de ellos transmite una onda de sonido ultrasónica a través de la tubería, recibiendo la otra. La velocidad de paso de la onda a través del líquido aumenta o disminuye proporcional a la velocidad de escurrimiento.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Junio 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

12. TRATAMIENTO BIOLÓGICO

ING. GASTON MENDOZA G.
Jefe oficina Desarrollo
Técnico. Dirección
General de Construcción
y Operación Hidráulica
(Ciudad de México)

TRATAMIENTO BIOLÓGICO

- Citología y fisiología de los microorganismos
- Grupos de microorganismos en 3 reinos: protista, plantas y animales
- Los algos azul-verdes y las bacterias no contienen membrana nuclear (células procarióticas)
- Síntesis de nuevo material celular: Por energía y carbón, complementada con elementos inorgánicos
- Fuentes de carbón: CO_2 y materia orgánica
 - Aprovechamiento de CO_2 : Organismos autotróficos
 - Uso de carbón orgánico: Organismos heterotróficos
- Fuentes de energía:
 - O. Autotróficos: Sol (Fotosíntesis) o reacción de oxidación-reducción inorgánica. Los organismos se denominan autotróficos-fotosintéticos y autotróficos-quimiosintéticos, respectivamente
 - O. Heterotróficos: Oxidación o fermentación de la materia orgánica
- Organismos aerobios, anaerobios y facultativos

Bacterias

- Composición: 80% agua y 20% material seco. De éste se tiene 90% mat. orgánico y 10% mat. inorgánico
- Fórmula del mat. orgánico: $\text{C}_5\text{H}_7\text{O}_2\text{N}$ (53% peso. es C)
- Mat. inorgánico: P_2O_5 (50%), SO_5 (15%), Na_2O (12%), CaO (9%), MgO (8%), K_2O (6%) y Fe_2O_3 (1%)

- Factores de importancia: pH y temperatura
- Clasificación por temperatura: criofílicas (psicrofílicas) (120 - 180), mesofílicas (250 - 400), termofílicas (550 - 650) (valores óptimos), pH óptimo para crecimiento: entre 6.5 y 7.5
- En tratamiento biológico de desechos líquidos, el grupo más importante es el heterotrófico

Hongos

La mayoría son aerobios. Crecen en condiciones de baja humedad y bajo pH. pH óptimo para la mayoría: 5.6, gama: 2 - 9. Requieren poco N. Son importantes en el tratamiento de algunos desechos industriales.

Algas

- Fotosíntesis: $CO_2 + 2H_2O \xrightarrow{\text{luz}} (CH_2O) + O_2 + H_2O$ (1)
Células
- Respiración: $CH_2O + O_2 \rightarrow CO_2 + H_2O$ (2)
- Algas verdes, grupo clorales, en lagunas de estabilización

Protozoarios

- Heterotróficos aerobios, principalmente
- Fuente de energía: bacterias
- Actúan como pulimento de los efluentes de procesos biológicos
- Grupos:
 - i. Sarcodina, vg endamoeba histolytica

2. Mastigofora. Con clorofila: euglena. Sin clorofila: astaxina
3. Esporozoa, v.g 4 especies de plasmodium
4. Infusoria o ciliados. Importante en tratamiento de agua libre-nado: paramecium. De poco o nulo movimiento: verticella en todas actividades
5. Suctorios. Con tentáculos largos

Rotíferos

Su presencia en un efluente de tratamiento indica un proceso aerobio muy eficiente.

Cruatáceos

No existen en sistemas de tratamiento biológico en forma notoria. Su presencia indica un efluente con poca materia orgánica y alta DO

Virus

Control en la planta de tratamiento

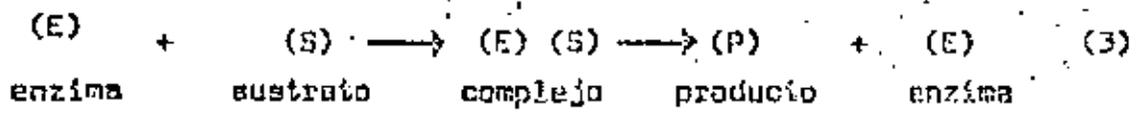
Fisiología de las células

- Crecimiento y obtención de energía
- Vital es la acción de las enzimas, catalizadores orgánicos producidos por la célula viva. Son proteínas o proteínas combinadas con una molécula inorgánica o con una molécula orgánica de bajo peso molecular.

- Tipos de enzimas: extracelulares e intracelulares. Las 1ras. ayudan a convertir el sustrato para poder transportarlo dentro de la célula. Las 2das. están implicadas en las reacciones de síntesis y energía en el interior de la célula.

- Las enzimas tienen un alto grado de especificidad por el sustrato, lo que significa que la célula debe producir una enzima diferente para cada sustrato que utilice.

- Reacción enzimática:



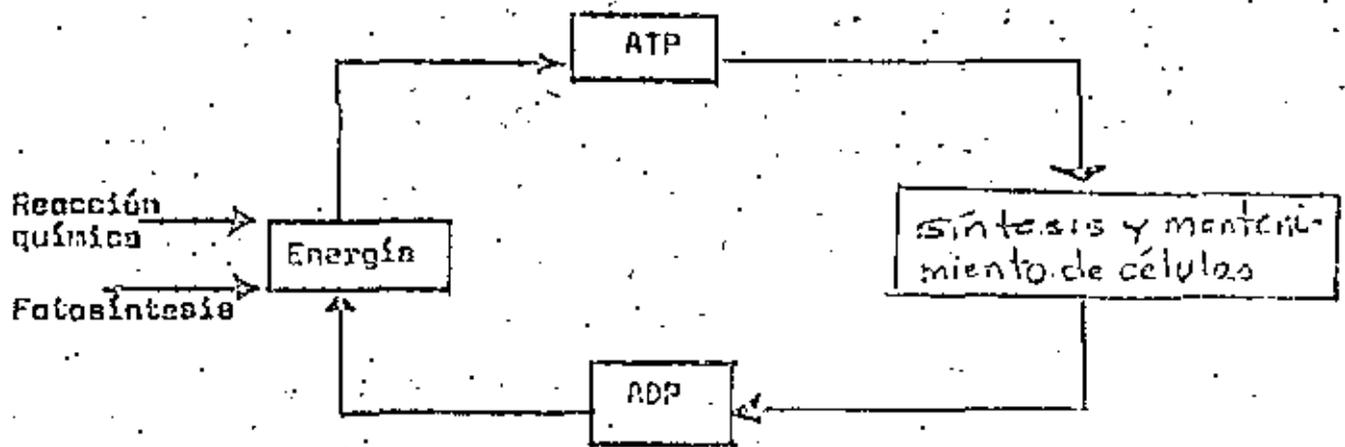
En el producto puede actuar otra enzima, pudiéndose formar de hecho, una secuencia de complejos y productos antes de alcanzar el producto final.

- La actividad de las enzimas se afecta sustancialmente por el pH y la temperatura, así como por la concentración del sustrato.

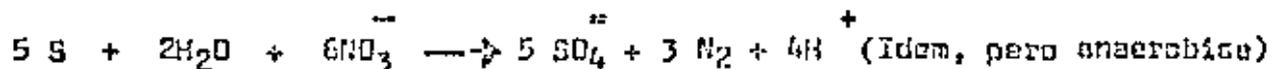
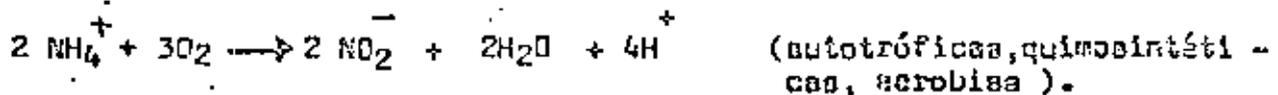
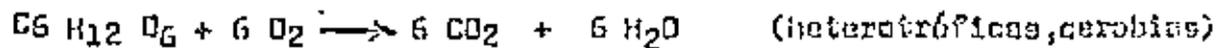
- Junto con las enzimas, se requiere energía para llevar a cabo las reacciones bioquímicas en la célula. La energía se libera por oxidación de materia orgánica o inorgánica o por una reacción fotosintética

- La energía liberada es capturada y almacenada en la célula por ciertos compuestos orgánicos. El más común es el trifosfato de adenosina (ATP). La energía capturada por éste compuesto se emplea en la síntesis de células, mantenimiento y movilidad. Cuando la molécula del compuesto ha cubierto su carga captura-

da, cambia a un estado de descarga llamado difosfato de adenina (A D P). Esta molécula puede entonces capturar la energía liberada en la ruptura de la materia orgánica o inorgánica. Habiendo hecho esto, el compuesto de nuevo assume un estado energizado como la molécula de ATP.



Reacciones bioquímicas exotérmicas

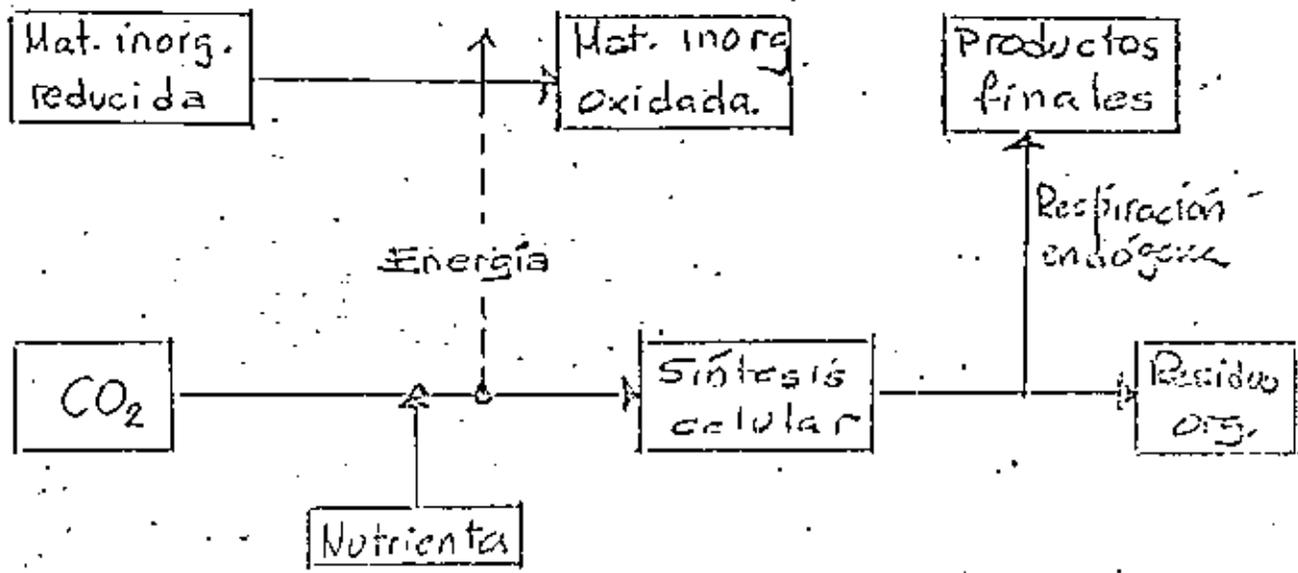


La energía liberada se emplea en cargar las moléculas de ADP

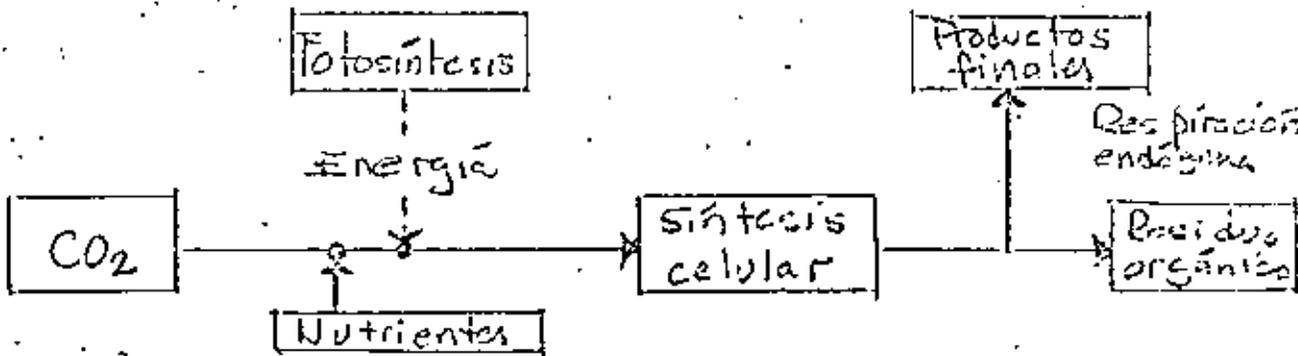
- En términos simples, el metabolismo global de las células de bacterias consiste de 2 reacciones bioquímicas: energía y síntesis.

b. Autotrófico

i) quimiosintético



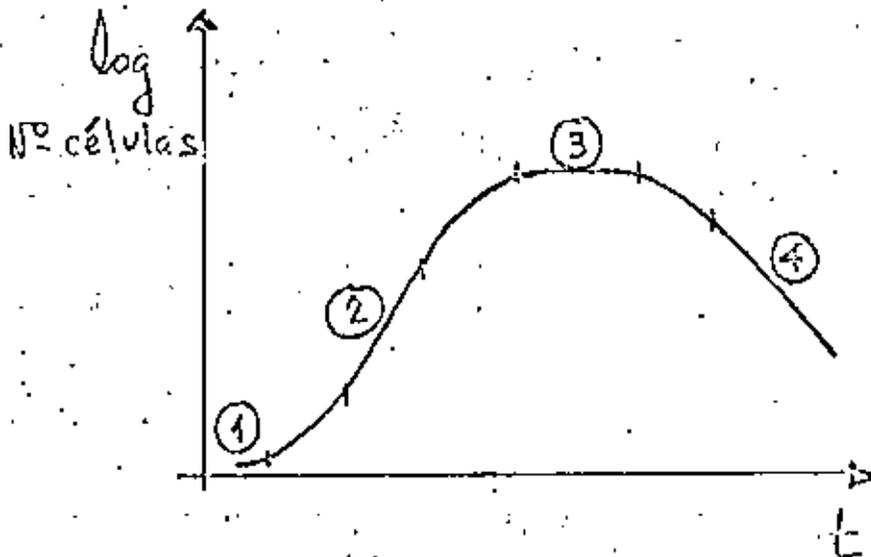
ii) fotosintético



- Proceso aerobio: Se libera mucha energía
- Proceso anaerobio: Se libera poca energía, el proceso es más lento

Crecimiento de las bacterias

- Reproducción por fisión binaria
- Tiempo de generación variable: días a menos de 20 min.
- Límites de crecimiento: concentraciones del sustrato y los nutrientes, y el tamaño del sistema.



- ① Fase de retardo
- ② Fase de crecimiento (logarítmico)
- ③ Fase estacionaria
- ④ Fase de muerte (logarítmico)

En ciertos casos ④ es la inversa de ②

- El patrón de crecimiento también se puede analizar en términos de la masa de microorganismos con el tiempo. Se tienen 3 fases:
 - 1) Fase de crecimiento logarítmico
 - 2) Fase de crecimiento declinante
 - 3) Fase endógena
- Todo esto se refiere a una población simple de microorganismos-

- Cuando se analice un proceso biológico de tratamiento, se debe pensar en términos de un ecosistema y no en términos de una "caja negra"

Cinética del crecimiento biológico

Control de las condiciones ambientales:

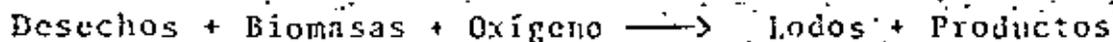
- Regulación de pH y temperatura
- Adición de nutrientes
- Adición o exclusión de oxígeno
- Mezcla apropiada

- Para asegurar el crecimiento, los microorganismos deben permanecer en el sistema lo suficiente para reproducirse
- Este período depende de su tasa de crecimiento que está relacionada con la tasa con que metabolizan el desecho
- Si las condiciones ambientales se controlan adecuadamente, la estabilización efectiva del desecho se puede asegurar controlan-

4.1. Bases técnicas del proceso biológico

4.1.1 Análisis

En el proceso biológico aerobio para el tratamiento de residuos líquidos tiene lugar la siguiente reacción bioquímica, que en forma simplificada se expresa como:



En la remoción del desecho (sustrato) se efectúan dos reacciones fundamentales, una de oxidación para producir energía para crecimiento y otra de síntesis de nueva biomasa.

La relación entre el crecimiento de microorganismos y la utilización de alimento (sustrato) se expresa en la siguiente forma:

$$\frac{dX}{dt} = Y \frac{ds}{dt} - k_d X \quad (4.1)$$

donde:

$$\frac{dX}{dt} \quad \text{tasa neta de crecimiento de microorganismos por unidad de volumen del reactor biológico, en masa por volumen - tiempo}$$

- Y coeficiente de crecimiento, masa de células producidas por masa de sustrato removido
- $\frac{ds}{dt}$ tasa de utilización del sustrato por los microorganismos por unidad de volumen del reactor biológico, en masa por volumen-tiempo
- coeficiente de decaimiento o tasa de respiración endógena, en masa degradable oxidada por masa degradable remanente-tiempo
- X concentración de masa microbiana, en masa por volumen

dividiendo ambos miembros entre x , se tiene

$$\frac{dX/dt}{X} = Y \frac{dS/dt}{X} - k_d$$

y en base a masa y tiempo finitos

$$\frac{(\Delta X/\Delta t)_m}{X_m} = Y \frac{(\Delta S/\Delta t)_m}{X_m} - k_d \quad (4.2)$$

donde:

índice m masa definida de microorganismos

$\frac{(\Delta X/\Delta t)_m}{X_m}$ tasa neta de crecimiento específico de microorganismos (incremento en la masa de microorganismos por unidad de masa de microorganismos presentes, por unidad de tiempo), en tiempo

$\frac{(\Delta S/\Delta t)_m}{X_m} = \mu$ tasa de utilización específica de sustrato
 (masa de sustrato usada por unidad de masa de
 microorganismos presentes, por unidad de tiempo), en tiempo

$$\mu = Y U - k_d \quad (4.3)$$

En un proceso biológico operando en condiciones estables, al recíproco de μ se le denomina θ_c , tiempo de retención medio de las células o edad de todos

$$\theta_c = \frac{X_m}{(\Delta X/\Delta t)_m} \quad (4.4)$$

donde:

X_m masa microbiana total activa en el sistema

$(\Delta X/\Delta t)_m$ cantidad de masa microbiana total activa extraída diariamente del sistema, en masa por tiempo

entonces

$$\frac{1}{\theta_c} = Y U - k_d \quad (4.5)$$

Para una eficiencia requerida en el tratamiento biológico, se deben controlar uno de los dos parámetros, μ o θ_c . Dadas las características complejas del proceso, el parámetro θ_c se puede definir y controlar mejor que el parámetro μ . (ref 4.1):

La eficiencia del proceso biológico se expresa como:

$$E = \frac{100 (S_0 - S_1)}{S_0} \quad (4.6)$$

donde:

E eficiencia del tratamiento, en porcentaje

S_0 concentración influente del desecho, en masa por volumen

S_1 concentración efluente del desecho, en masa por volumen

$S_R = S_0 - S_1$ concentración del desecho removido, en masa por volumen

La relación de alimento a microorganismos se expresa como:

$$\frac{F}{M} = \frac{Q S_0}{V X} \quad (4.7)$$

donde:

Q gasto influente al reactor, en volumen por tiempo

V volumen del reactor

$$\text{como } \bar{u} = \frac{[\Delta S / \Delta t]_m}{X_m} = \frac{Q (S_0 - S_1)}{X V} = \frac{S_R}{X t}$$

donde:

t tiempo de retención hidráulico del reactor

$$y \quad \frac{S_k}{Xt} = \left(\frac{Q S_o}{V X} \right) \left(\frac{S_k}{S_o} \right)$$

entonces
$$U = \frac{F}{M} E \quad (4.8)$$

E eficiencia del proceso, en decimales

puediendo escribirse la ec 4.5, como:

$$\frac{1}{\theta_c} = y \frac{F}{M} E - k_d \quad (4.9)$$

Las ecuaciones analizadas se aplican a los procesos donde ac túan bacterias como organismos primarios, aspecto que no res tr inge la aplicación en sistemas de tratamiento donde se tie nen poblaciones mixtas. Por otra parte, las ecuaciones se aplican solo a la porción de desecho que es soluble y biodegradable.

Requisitos de nutrientes

Para la oxidación biológica de los desechos se requiere una cantidad mínima de nitrógeno y fósforo para la síntesis de

nuevo tejido celular. Cuando estos elementos son deficientes en los sustratos de los desechos, se deben dosificar antes del tratamiento, empleando de preferencia sales solubles de amonio y fósforo que se asimilan más rápidamente.

El balance de nutrientes en un sistema biológico aerobio debe satisfacer los requisitos de la estructura celular producida cuando se remueve el sustrato del desecho.

Los requisitos de N y P se pueden calcular de un balance de materia basado en el mantenimiento de un contenido mínimo de estos elementos en el lodo biológico producido. Las variables importantes por considerar son: la carga de sustrato, la disponibilidad de nutrientes, la temperatura, los sólidos y el tiempo del tratamiento. Con fines prácticos, se emplea una relación de DBO: N: P en el ámbito de 100:5:1 en un desecho, que asegura un nivel de nutrientes adecuado (ref 4.2).

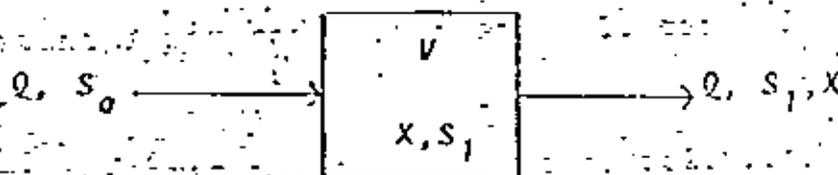
del poblacione mínima. Por cada parte, e

Efecto del pH

El efecto del pH en el proceso de oxidación normalmente se asocia con los procesos enzimáticos específicos, sobre cierto ámbito de pH para cada enzima particular, la actividad alcanza un máximo y disminuye con valores mayores o menores de ese ámbito. En un sistema heterogéneo como en los procesos de biooxidación, una gama media de pH se puede fijar entre 6.0 y 8.0.

4.1.2 Reactor completamente mezclado sin recirculación de sólidos

Con este modelo se representa el funcionamiento de las lagunas aeradas mecánicamente. Se considera que los residuos líquidos llegan al reactor con gasto constante y que se mezclan instantánea y homogéneamente con la masa líquida que contiene el reactor. El licor mezclado del reactor se extrae con un gasto igual al de entrada para mantener al reactor con un volumen constante. Se considera que el influente no contiene microorganismos activos y que la concentración de microorganismos en el licor mezclado del reactor y en el efluente es igual.



Un balance de materia para la tasa neta de cambio de biomasa en el sistema es:

(Tasa neta de cambio de biomasa) = Tasa de crecimiento - tasa de salida

$$V \left(\frac{dX}{dt} \right)_n = \left[\mu \frac{dX}{dt} - k_d X \right] V - Q X \quad (4.10)$$

En condiciones de operación estable, cuando la biomasa en el reactor alcanza un valor constante, entonces $dx/dt = 0$, con lo que

$$\frac{Q}{V} = y \frac{dS/dt}{X} - k_d \quad \text{o sea}$$

$$\frac{1}{t} = y \frac{dS/dt}{X} - k_d \quad (4.11)$$

como $\theta_c = \frac{XV}{XQ}$ de acuerdo a la definición de edad de lodos;

entonces para el caso de lagunas aeradas, $\theta_c = t$.

de donde

$$\frac{1}{\theta_c} = y \frac{dS/dt}{X} - k_d \quad (4.12)$$

ecuación que se había definido previamente como ec 4.5.

$$\frac{1}{\theta_c} = y \frac{Q(S_0 - S_1)}{XV} - k_d$$

$$\frac{1}{\theta_c} = y \frac{(S_0 - S_1)}{X \theta_c} - k_d$$

Por tanto

$$X = \frac{Y (S_0 - S_1)}{1 + k_d \theta_c} \quad (4.13)$$

La fracción volátil de los sólidos suspendidos del licor mezclado se toma como una aproximación de X , cuando se tratan desechos básicamente solubles.

En la ec 4.13 se ve que para un tiempo de retención dado (edad de lodos constante) y una concentración efluente constante, si se incrementa la concentración del sustrato influente, aumentará la concentración de masa activa en el reactor.

La remoción de sustrato es una función del tiempo de retención, de la temperatura, de la naturaleza del desecho y de la concentración de los sólidos suspendidos biológicos. La tasa de remoción de sustrato se puede representar como una ecuación cinética de primer orden en la fase de crecimiento logarítmico de los microorganismos

$$\frac{dS}{dt} = -k X S \quad (4.14)$$

donde:

$\frac{dS}{dt}$	tasa de remoción de sustrato, en masa por tiempo
k	coeficiente de remoción de sustrato, por unidad de masa activa de microorganismos-tiempo
X	concentración de masa activa de microorganismos en el reactor (SSV), en masa
S	concentración del sustrato remanente, en masa

Para el sistema completamente mezclado, se tiene:

$$\frac{S_0 - S_1}{X t} = \frac{S_1}{X t} = k S_1 \quad (4.15)$$

ecuación de una línea recta cuya pendiente es k

La ec 4.15 se escribe también como:

$$\frac{S_0 - S_1}{t} = K S_1 \quad (4.16)$$

donde: $K = k X$

4.1.3 Efecto de la temperatura en las lagunas

La variación de temperatura afecta considerablemente la tasa de remoción de sustrato. El balance de temperatura en una laguna es:

$$T_d Q + \delta T_a A = T_w (\delta A + Q) \quad (4.17)$$

donde:

T_d temperatura del desecho influente, en °C

T_a temperatura del aire, en °C

T_w temperatura de la laguna, en °C

Q gasto del desecho, en m³/día

δ factor de proporcionalidad, en m/día

A área superficial de la laguna, en m²

El factor de proporcionalidad incluye el coeficiente de transferencia de calor y los efectos de viento y humedad.

El coeficiente de remoción de sustrato k para una temperatura dada, se calcula a partir del coeficiente a 20 °C en la siguiente forma:

$$k_t = k_{20} \theta^{T - 20} \quad (4.18)$$

donde:

K_t	coeficiente de remoción de sustrato a la temperatura T (temperatura de la laguna, T_w)
K_{20}	coeficiente de remoción de sustrato a 20°C
θ	coeficiente de temperatura. Varía entre 1.03 y 1.1
T	temperatura de la laguna (T_w)

4.1.4 Eficiencia de tratamiento

De la ec 4.16 se tiene:

$$\frac{S_1}{S_0} = \frac{1}{1 + K_t} \quad (4.19)$$

Sustituyendo el valor de K_t de la ec 4.18 y considerando la ec 4.17, se tiene

$$\frac{S_1}{S_0} = \frac{1}{1 + K_{20} \exp \left[\frac{Q(T - 20) + \theta(T - 20)}{Q + \theta A} \right]} \quad (4.20)$$

de donde se puede obtener la eficiencia del proceso.

4.1.5 Requisitos de oxígeno

Considerando que la demanda inmediata de oxígeno para oxidación química se satisface en un tratamiento previo al proceso

biológico, los requisitos de oxígeno son para oxidar el sustrato y obtener energía para síntesis de nueva biomasa y el que se consume durante la fase de respiración endógena

$$\frac{dO_2}{dt} = a' \frac{dS}{dt} + b'X \quad (4.21)$$

donde:

$\frac{dO_2}{dt}$ requisitos de oxígeno, en masa por volumen-tiempo

a' fracción de sustrato que se oxida para proporcionar energía para crecimiento, en masa de oxígeno por masa de sustrato removido

$\frac{dS}{dt}$ tasa de utilización de sustrato, en masa por volumen-tiempo

b' tasa de respiración endógena, en masa de oxígeno por masa de sólidos autooxidados-tiempo

X concentración de masa microbiana en el reactor, en masa por volumen

Sustituyendo en la ec 4.21, los valores de $\frac{dS}{dt}$ y de X se tiene

$$V \frac{dO_2}{dt} = \frac{(S_0 - S_1)Q}{1 + k_d \theta_c} \left[a' k_d \theta_c + b' \theta_c Y \right] \quad (4.22)$$

Para calcular los requisitos de oxígeno, se deben determinar los coeficientes y , k_d , a' , y b' para una edad de lodos o tiempo de retención dado.

Por medio de un estudio experimental, empleando reactores totalmente mezclados y para diversos valores de O_c y U se calculan y y k_d , que son la pendiente y la ordenada al origen respectivamente, de la recta definida por la ec. 4.5. Asimismo, se valúa el consumo de oxígeno para diversas concentraciones de microorganismos (SSVLM), de donde se determina la tasa de utilización de oxígeno en función de U . Aplicando la ec. 4.23 se determinan los coeficientes a' y b' .

$$\frac{d O_2}{dt} \frac{1}{X} = \frac{R_o}{X} = a' U + b' \quad (4.23)$$

$\frac{R_o}{X}$ requisito de oxígeno, en masa de oxígeno por masa de microorganismos-tiempo

$U = \frac{S_r}{X O_c}$ masa de sustrato removida por masa de microorganismos bajo aeración-tiempo

4.1.6 Suministro de oxígeno

En el proyecto se considera la aeración de las lagunas por medio de unidades mecánicas de superficie, cuyas funciones serán las de transferir el oxígeno requerido, y producir el suficiente mezclado para distribuir el oxígeno uniformemente en el reactor.

La tasa de transferencia de oxígeno es función del diámetro, la velocidad de rotación y la sumergencia del elemento impulsor rotatorio, y se define en términos de eficiencia de oxigenación a 20 °C y en agua con oxígeno disuelto igual a cero (condiciones estándar).

La cantidad de oxígeno transferido depende de la superficie interfacial expuesta y el volumen de líquido impulsado. Se expresa en la forma siguiente:

$$N_o = K_o P_v + N_d \quad (4.24)$$

donde:

- N_o oxígeno total transferido bajo condiciones estándar, en masa de oxígeno por unidad de potencia-tiempo
- P_v potencia por unidad de volumen de líquido
- N_d oxígeno transferido por la aspersion del líquido
- K_o constante característica del sistema de aeración

En el diseño se debe considerar la tasa de transferencia de oxígeno en el desecho relativa a la del agua (α) que se expresa como:

$$\alpha = \frac{KLa \text{ (desecho)}}{KLa \text{ (agua)}} \quad (4.25)$$

donde:

KLa coeficiente global de transferencia de masa igual al producto del coeficiente de película del líquido (KL) por el área superficial interfacial generada por unidad de volumen de líquido

El factor α es función de la concentración del desecho y del régimen de turbulencia del sistema de aeración.

Entre las pruebas para valuar la transferencia de oxígeno se tiene la reaeración en los estados no establecidos, y establecido a una temperatura dada.

La prueba en estado no establecido se hace a partir de un nivel de oxígeno disuelto próximo a cero, y midiendo el incremento de éste con respecto al tiempo. Se recomienda hacer la desoxigenación previa por medio de un gas inerte como nitrógeno. La prueba en estado establecido se hace directamente en los reactores biológicos para conocer el efecto de la biomasa sobre la tasa de transferencia de oxígeno.

Ecuaciones:

Estado no establecido

$$\frac{dC}{dt} = KLa (C_{\delta} - C), \quad KLa = \frac{\ln \frac{C_{\delta} - C_1}{C_{\delta} - C_2}}{t_2 - t_1} \quad (4.26)$$

Estado establecido

$$0 = KLa (C_{\delta} - C) - Ra, \quad KLa = \frac{Ra}{C_{\delta} - C} \quad (4.27)$$

donde:

- C_s concentración de saturación de oxígeno
 C concentración de oxígeno en el tiempo t
 R_A requisitos de oxígeno por la biomasa

Se considera que el volumen bajo aeración está completamente mezclado y que la magnitud de $K_L a$ es independiente del tiempo.

La eficiencia de oxigenación del desecho se calcula a partir de

$$N = \frac{C_{\Delta w} - C_L}{C_{\Delta s}} \alpha \cdot \theta^{(T-20)} \cdot N_0 \quad (4.28)$$

donde:

- N eficiencia de transferencia de oxígeno, condiciones de campo, en kg de O_2 /HP-hora
 N_0 eficiencia de transferencia de oxígeno, condiciones estándar
 $C_{\Delta w}$ concentración de saturación de oxígeno en el desecho
 C_L concentración de oxígeno disuelto, en el reactor
 $C_{\Delta s}$ concentración de saturación de oxígeno en condiciones estándar (20°C y 760 mm de presión)

La potencia neta requerida para aeración es:

$$P = \frac{\text{Requisitos de oxígeno}}{\text{eficiencia de campo}}$$

$$P = \frac{R_o \text{ (kg de } O_2/h)}{N \text{ (kg de } O_2/HP-h)}, \text{ en HP} \quad (4.29)$$

A los requisitos de oxígeno para síntesis de nuevas células y para respiración endógena, se les debe aumentar los necesarios para la digestión aerobia de losodos, tanto los de la interfase con el líquido como los bentaes (refs 4.3 y 4.4).

donde:

- C_{Δ} concentración de saturación de oxígeno
 C concentración de oxígeno en el tiempo t
 R_r requisitos de oxígeno por la biomasa

Se considera que el volumen bajo aeración está completamente mezclado y que la magnitud de KLa es independiente del tiempo.

La eficiencia de oxigenación del desecho se calcula a partir de

$$N = \frac{C_{\Delta w} - C_L}{C_{\Delta\Delta}} \alpha \theta^{(T-20)} N_o \quad (4.28)$$

donde:

- N eficiencia de transferencia de oxígeno, condiciones de campo, en kg de O_2 /HP-hora
 N_o eficiencia de transferencia de oxígeno, condiciones estándar
 $C_{\Delta w}$ concentración de saturación de oxígeno en el desecho
 C_L concentración de oxígeno disuelto en el reactor
 $C_{\Delta\Delta}$ concentración de saturación de oxígeno en condiciones estándar (20°C y 760 mm de presión)

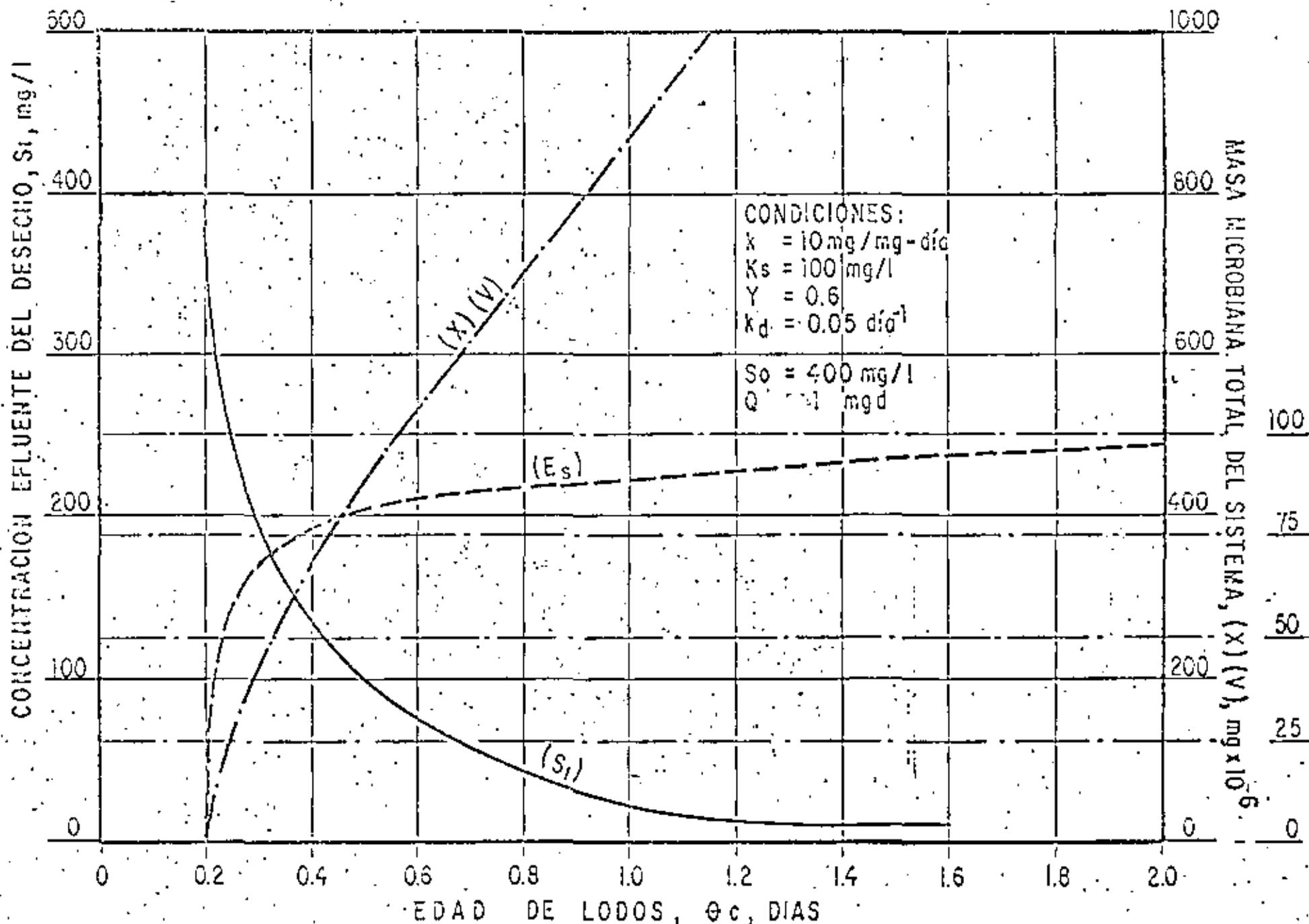


FIGURA 2.- RELACIONES ENTRE θ_c , S_i Y E_s , PARA UN SISTEMA BIOLÓGICO CON FLUJO COMPLETAMENTE MEZCLADO

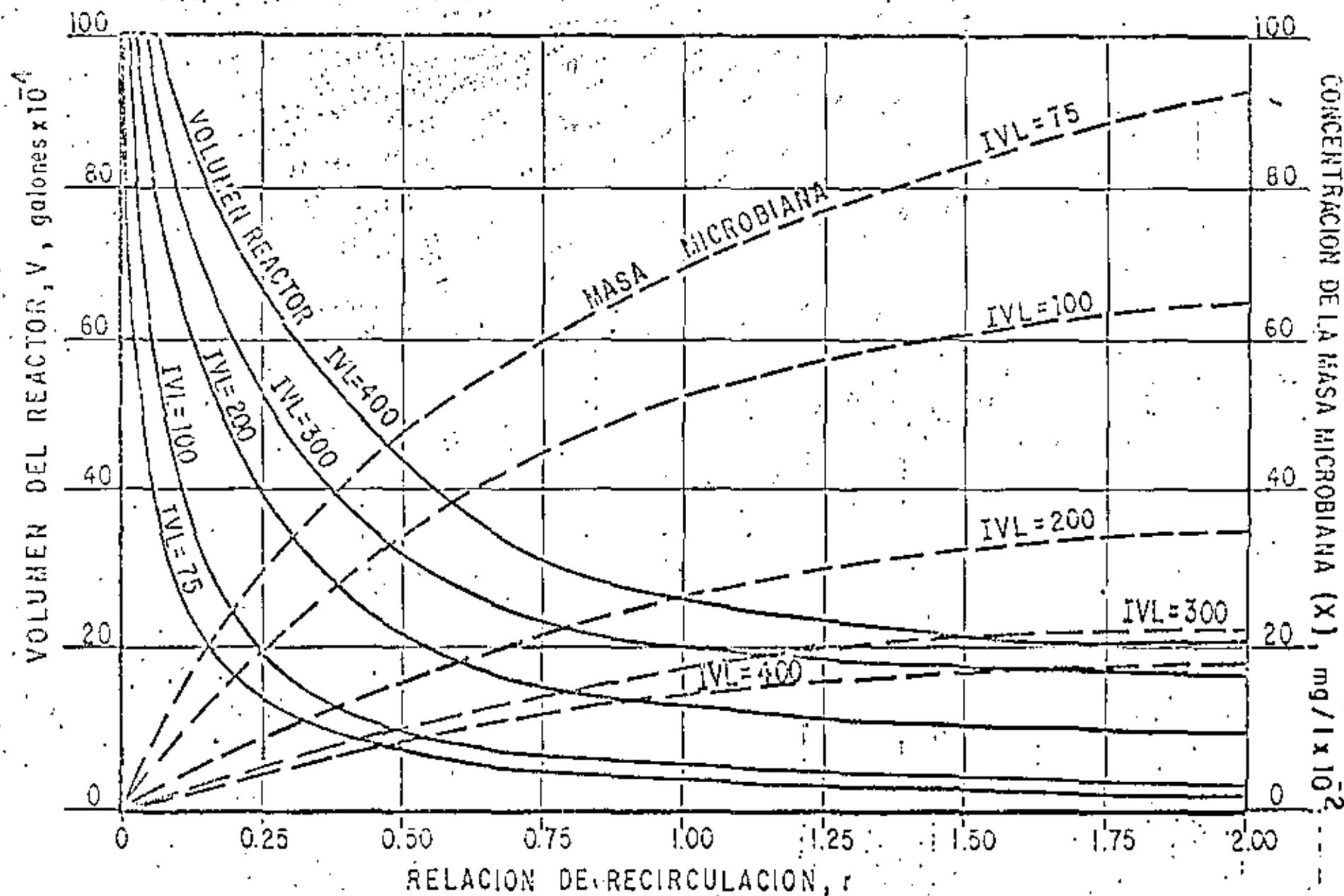


FIGURA 3.- RELACIONES ENTRE (r), (V) y (X) PARA DIVERSOS VALORES DE IVL, CONSIDERANDO UNA EFICIENCIA DE TRATAMIENTO DE 97 PORCIENTO (VER FIG. 2)

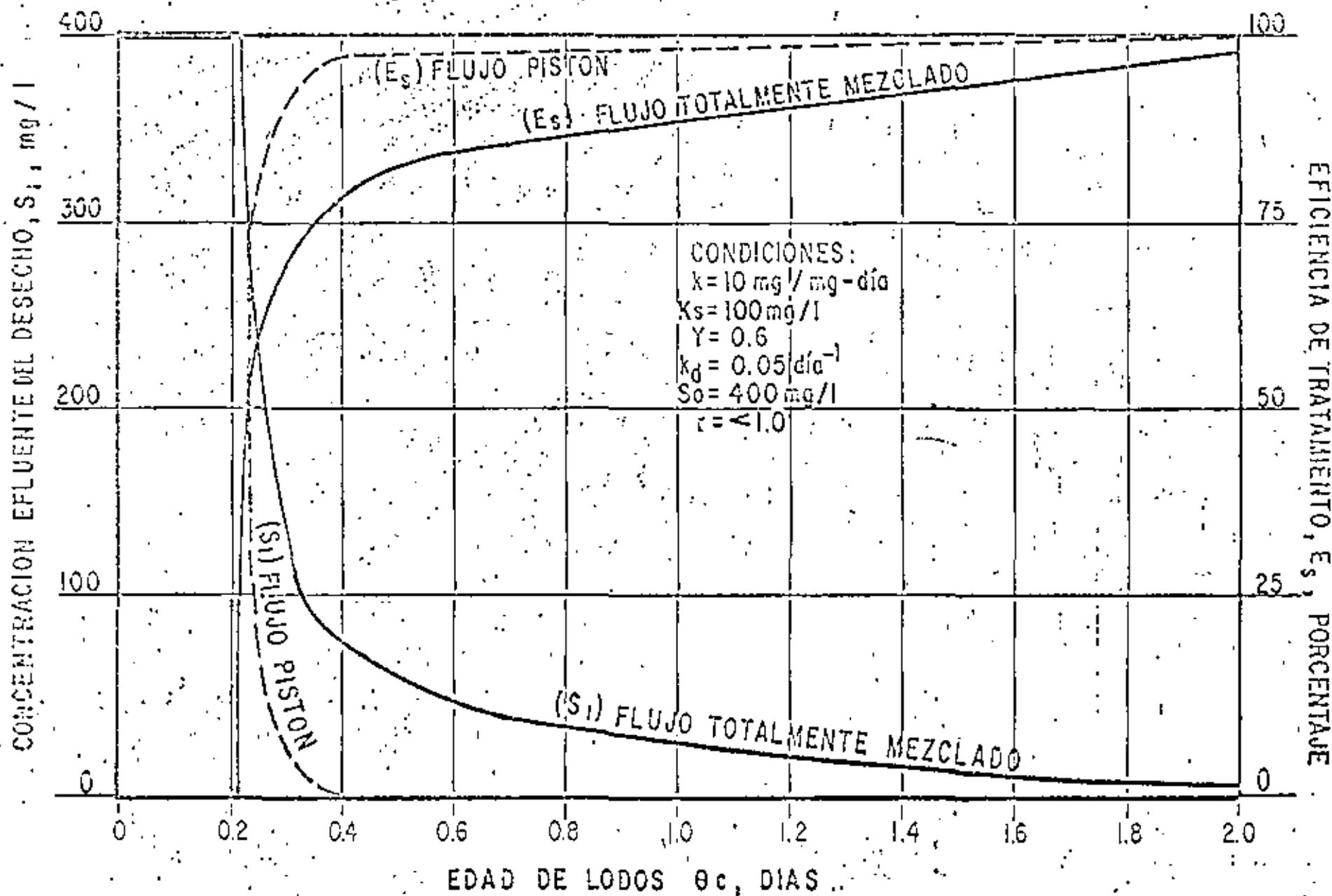
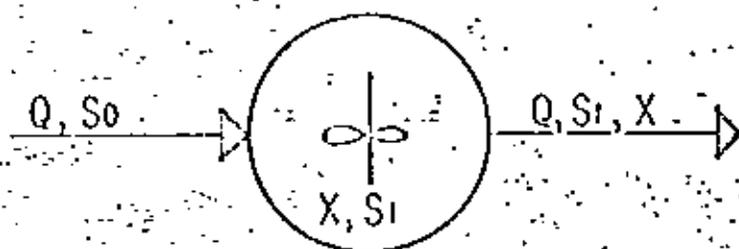


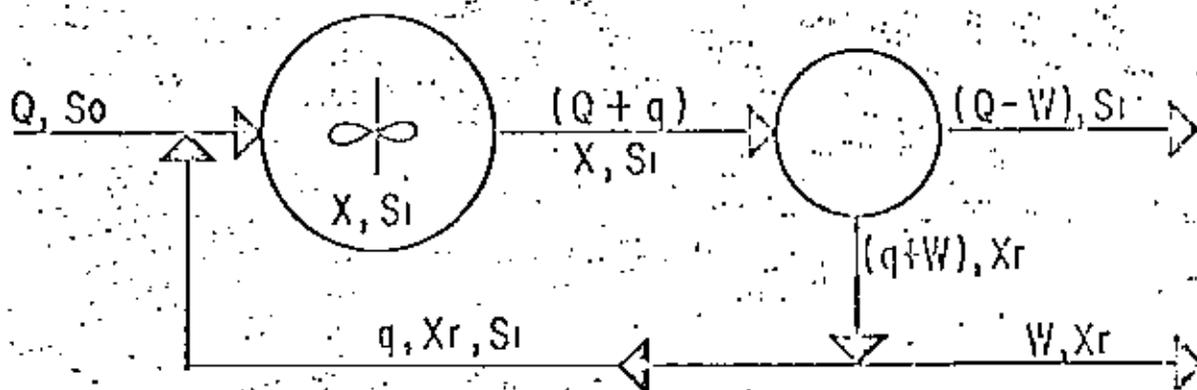
FIGURA 4.- COMPARACION DE VALORES S_1 Y E_s DE PROCESOS BIOLÓGICOS CON FLUJO COMPLETAMENTE MEZCLADO Y FLUJO PISTÓN

ANEXOS
TRATAMIENTO BIOLÓGICO

FLUJO TOTALMENTE MEZCLADO-SIN RECIRCULACION



FLUJO TOTALMENTE MEZCLADO — CON RECIRCULACION



FLUJO PISTON — CON RECIRCULACION

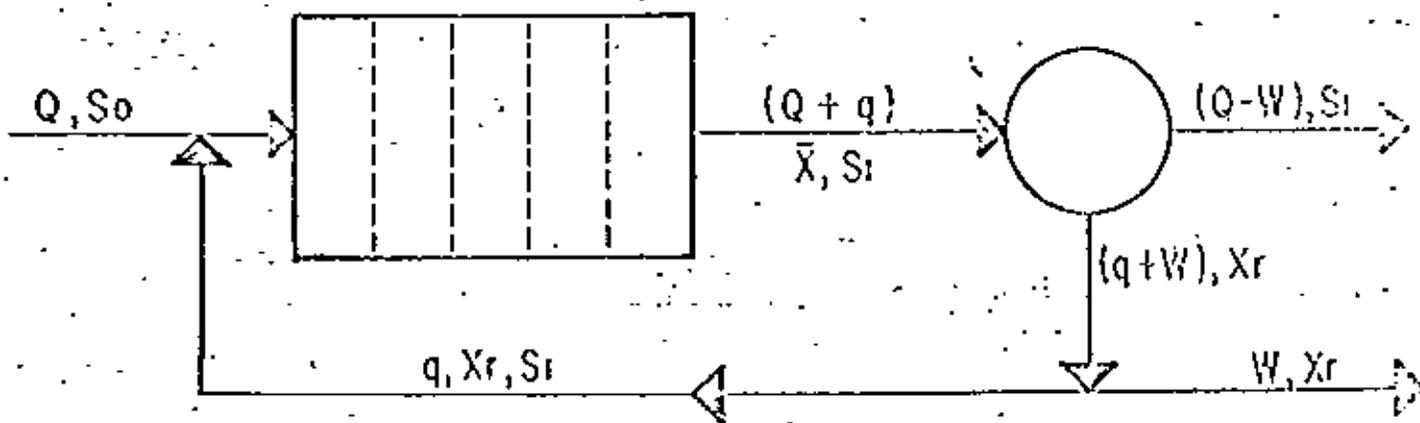
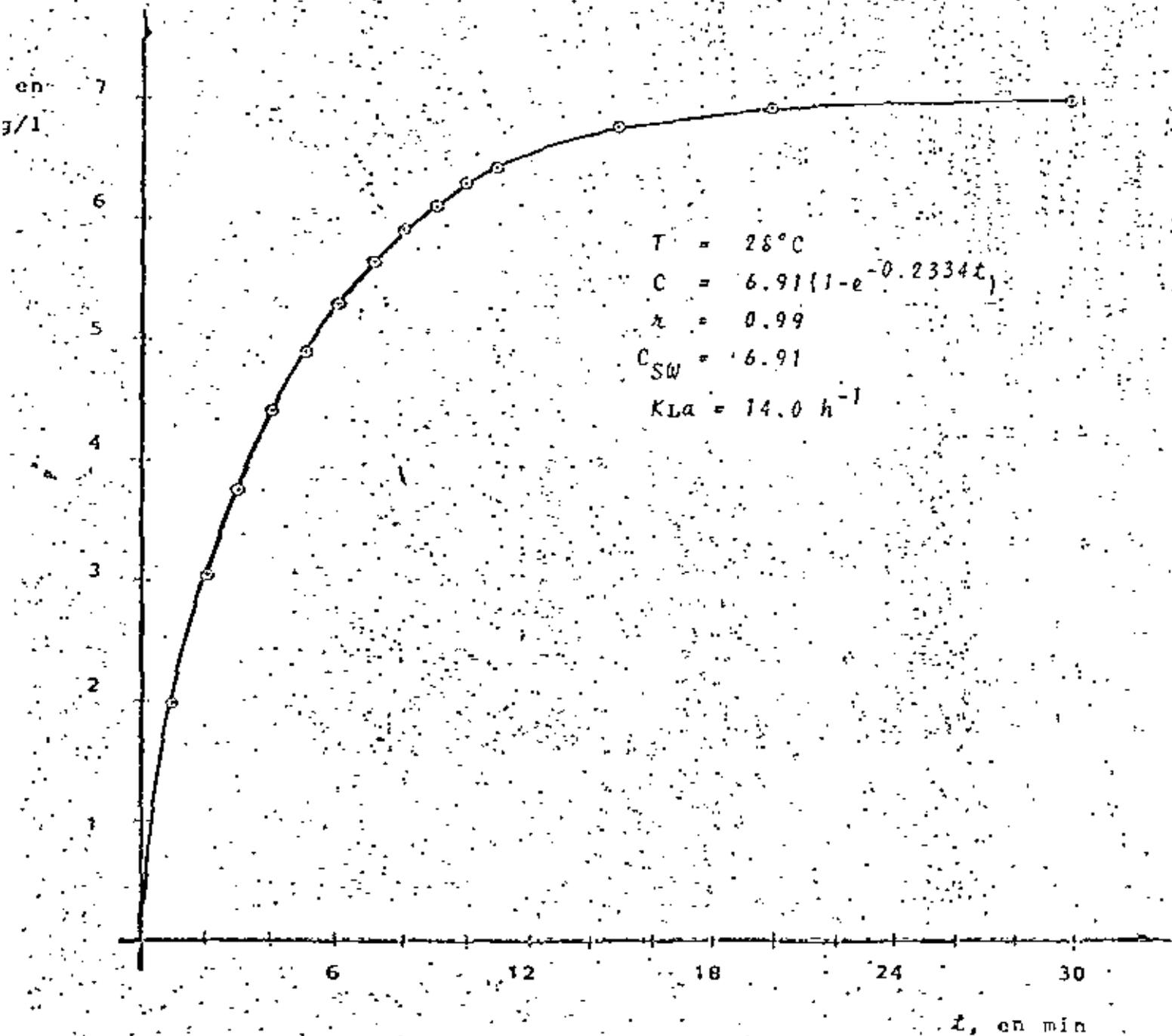
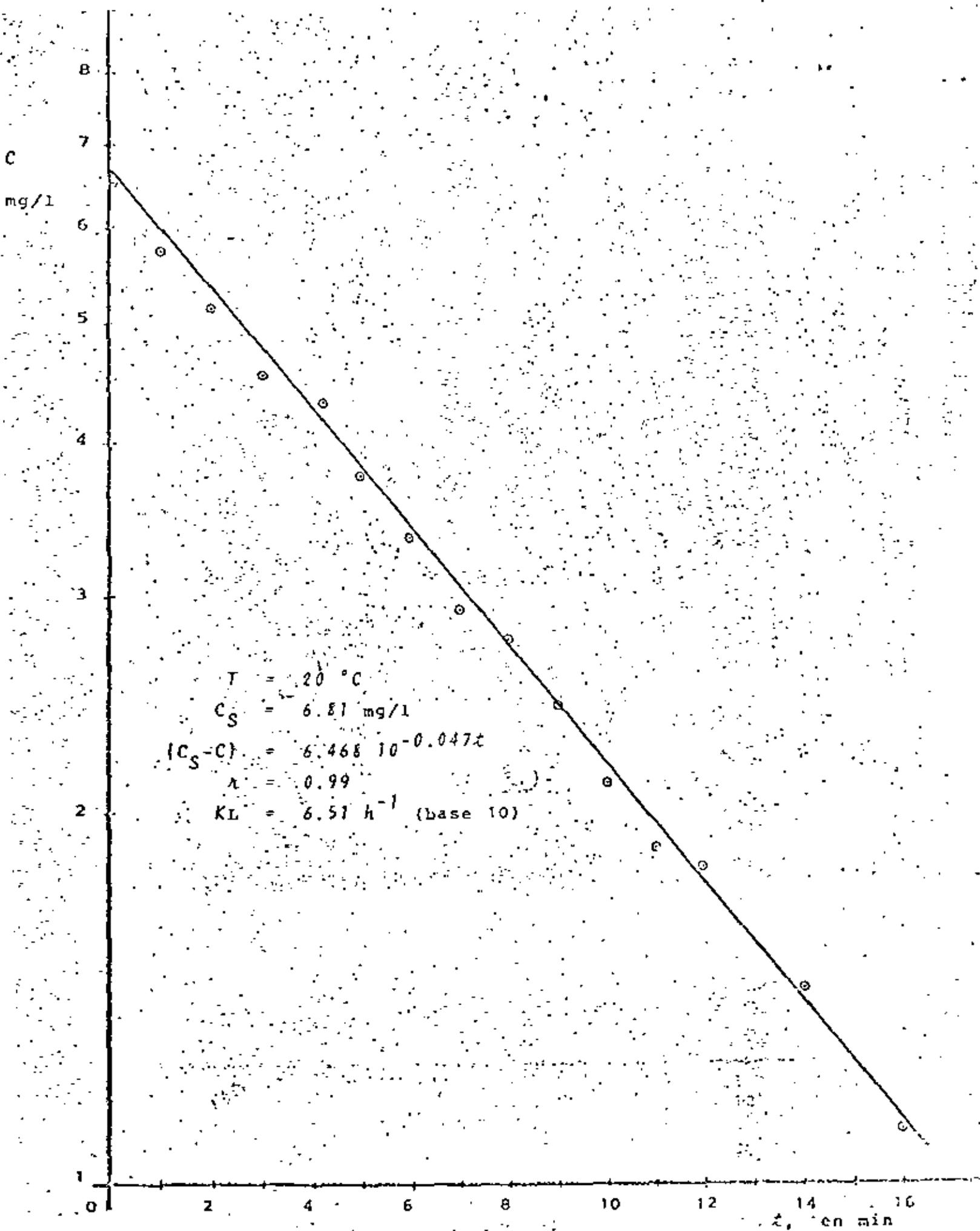


FIGURA 1.- SISTEMAS BIOLÓGICOS TIPOS FLUJO CONTINUO



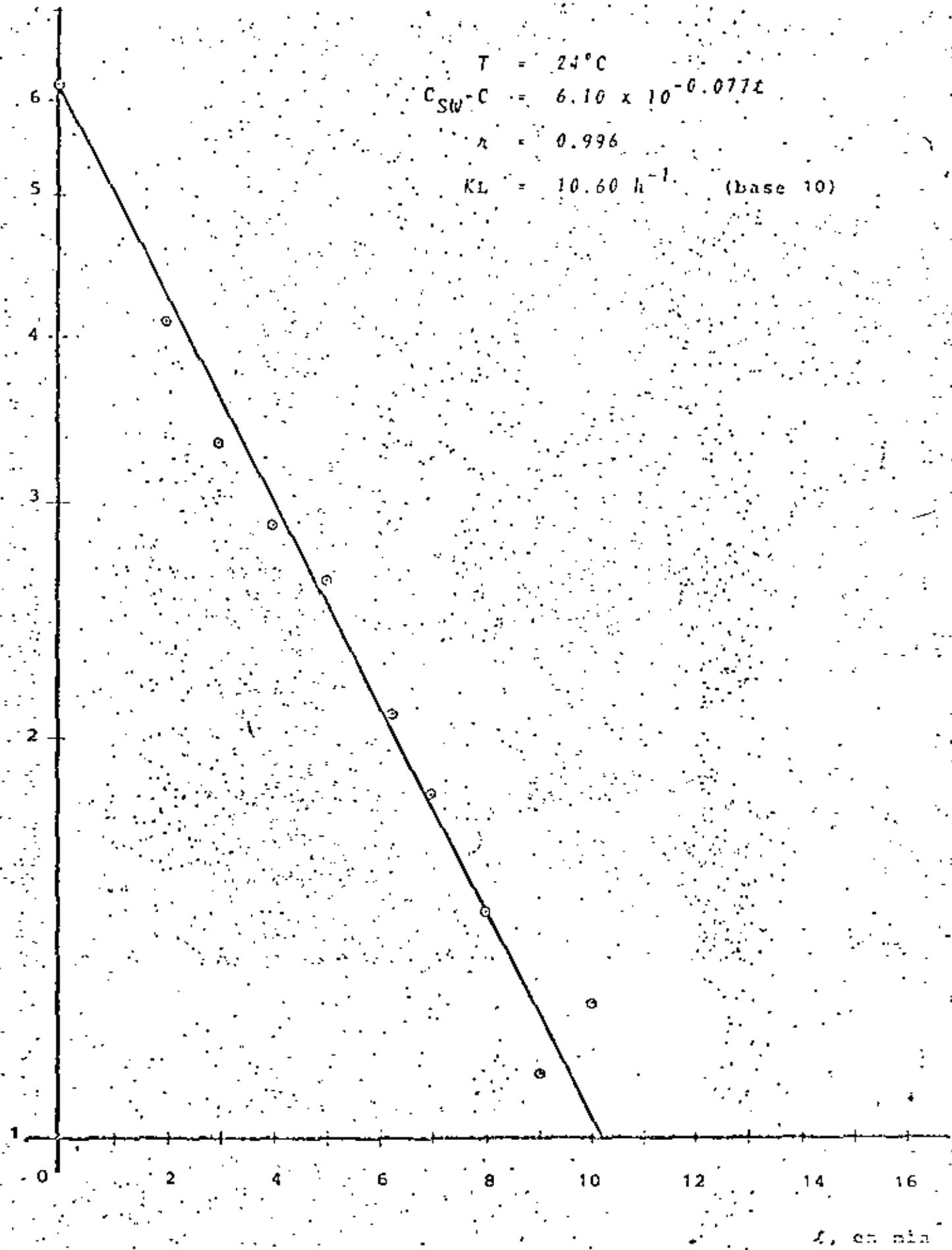
CONCENTRACION DE SATURACION DE OXIGENO
 Y COEFICIENTE DE LA TASA DE TRANSFERENCIA
 DE OXIGENO EN LOS DESECHOS CORRESPONDIENTES
 AL EXPERIMENTO 7 (10% DE FONDOS DE PURIFI-
 CACION).



TASA DE TRANSFERENCIA DE OXIGENO EN AGUA

$C_w - C_s$
mg/l

$$T = 24^\circ\text{C}$$
$$C_{SW} - C = 6.10 \times 10^{-0.077L}$$
$$\lambda = 0.996$$
$$K_L = 10.60 \text{ h}^{-1} \quad (\text{base } 10)$$



4.5 TASA DE TRANSFERENCIA DE OXIGENO EN LOS DESECHOS CORRESPONDIENTES AL EXPERIMENTO 6 (20% DE FONDOS DE PURIFICADORA). DIFUSION POR AIRE

S_n/Xt , en
 $\frac{\text{mg/l}}{\text{mg/l-día}}$

1.6
 1.2
 0.8
 0.4

Sustrato: D5O_2 a 20°C .

$$S_n/Xt = -0.018 + 0.013 S_1$$

$$k = 0.11$$

0 50 100 150 200 250 300 350 400
 S_1 , en mg/l

S_n/Xt , en
 $\frac{\text{mg/l}}{\text{mg/l-día}}$

1.6
 1.2
 0.8
 0.4

Sustrato: DCO

$$S_n/Xt = -2.232 + [8.6 \times 10^{-3}] S_1$$

$$k = 0.89$$

0 50 100 150 200 250 300 350 400
 S_1 , en mg/l

TASA DE REMOCION DE SUSTRATO. EXPERIMENTO 7
 (10% DE FONDOS DE PURIFICADORA)

R_t/X , en
 $\frac{\text{mgO}_2/\text{l}}{\text{mg/l-día}}$

1.6

1.2

0.8

0.4

0

0.2

0.4

0.6

0.8

1.0

1.2

1.4

Sustancia: DBO₅ a 20°C

$$R_t/X = 0.071 + 0.74 S_t/X_t$$

$$\lambda = 0.98$$

S_t/X_t , en
 $\frac{\text{mg/l}}{\text{mg/l-día}}$

R_t/X , en
 $\frac{\text{mgO}_2/\text{l}}{\text{mg/l-día}}$

1.6

1.2

0.8

0.4

0

0.2

0.4

0.6

0.8

1.0

1.2

1.4

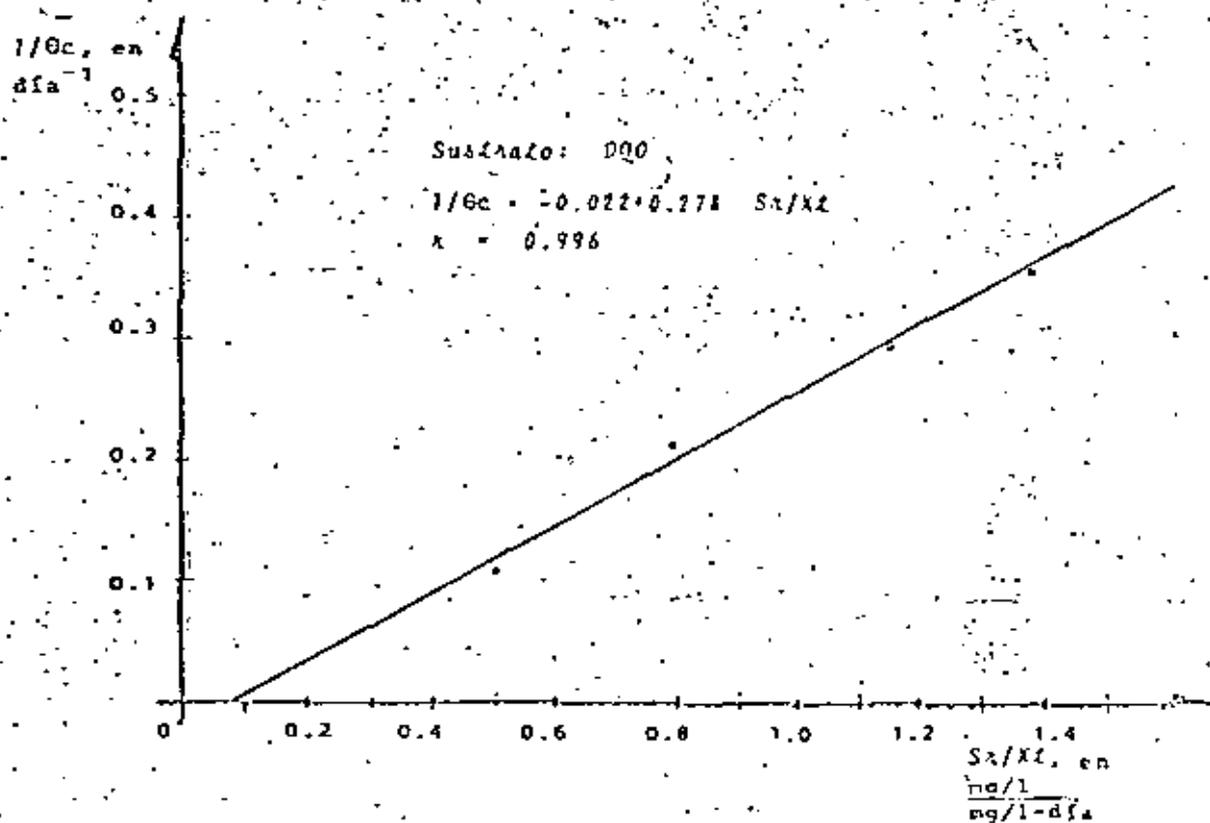
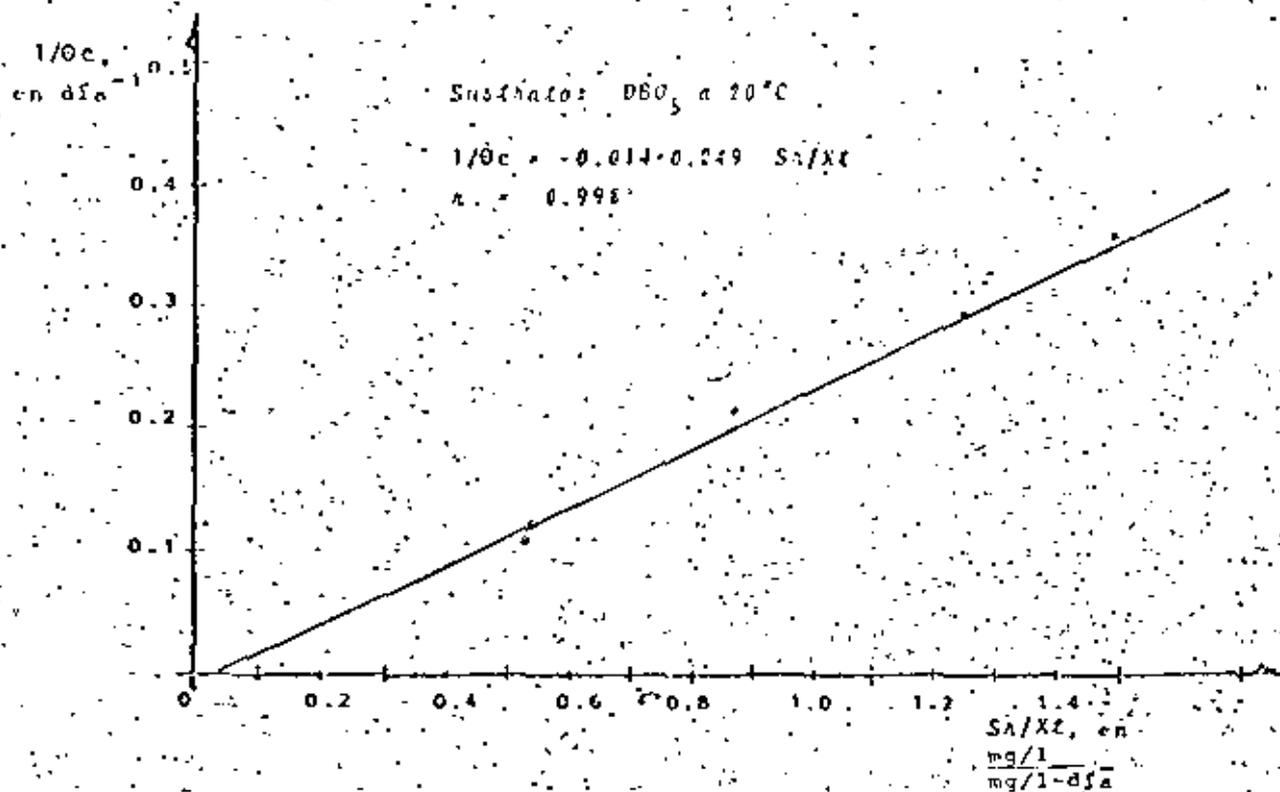
Sustancia: DQO

$$R_t/X = 0.023 + 0.146 S_t/X_t$$

$$\lambda = 0.97$$

S_t/X_t , en
 $\frac{\text{mg/l}}{\text{mg/l-día}}$

REQUISITOS DE OXIGENO. EXPERIMENTO 7
(10% DE FONOS DE PURIFICADORA)



TASA NETA DE CRECIMIENTO ESPECÍFICO DE
 MICROORGANISMOS. EXPERIMENTO 7 (10)
 DE FONDOS DE PURIFICADORA

$S_1, X,$
en mg/l

2000
1500
1000
500
0

$\eta, \%$
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0

$$\eta = 57(1 - e^{-0.087t})$$

$$X = 1022e^{-273 \times 10^{-4} (91.5 - t)^2}$$

$$x = 0.97$$

$$S_1 = 2012 - 1960(1 - e^{-0.087t})$$

0 20 40 60 80 100 120 140 0
 $t, \text{ en h}$

5.49 2.133 0.983 0.608 0.480 0.472
 $F/M, \text{ en } \frac{\text{mg DBO}_5 \text{ aplicada}}{\text{mg-día}}$

RELACION ENTRE EL SUSTRATO DBO₅ EFLENTE a 20°C,
EFICIENCIA DE REMOCION Y SOLIDOS BIOLÓGICOS EN EL
LICOR MEDICADO, PARA DIVERSOS TIEMPOS DE RETENCION
HIDRAULICO Y RELACION ALIMENTO A MICROORGANISMOS.
EXPERIMENTO 7 (10% DE FONDOS DE PURIFICADORA)

S_1 , en mg/l

2000

1500

1000

500

100

90

80

70

60

50

40

30

20

10

$$\eta = 84[1 - e^{-1.087t}]$$

$$\lambda = 0.98$$

$$X = 1022(1 - e^{-223 \times 10^{-4} (91.5t)^2})$$

$$\lambda = 0.92$$

$$S_1 = 2170 - 1830[1 - e^{-0.087t}]$$

$$\lambda = 0.98$$

0 20 40 60 80 100 120 140 0

t , en h

7.960 2.300 1.06 0.656 0.518 0.509

F/M , en $\frac{\text{mg DQO aplicada}}{\text{mg-día}}$

RELACION ENTRE EL SUSTRATO DQO EFECTUANTE,
EFICIENCIA DE REMOCION Y SOLIDOS BIOLÓGICOS
EN EL LICOR MECCLANO PARA DIVERSOS TIEMPOS
DE RETENCIÓN HIDRAULICO Y RELACION ALIMENTO
A MICROORGANISMOS. EXPERIMENTO 7 (10% DE
FONDOS DE PURIFICADORA)

R_n/X , en
 $\frac{\mu\text{gO}_2/\text{l}}{\text{mg/l-día}}$

2.5
2.0
1.5
1.0
0.5

Sustrato: DBO₅ a 20°C

0 40 80 120 160
 t , en h

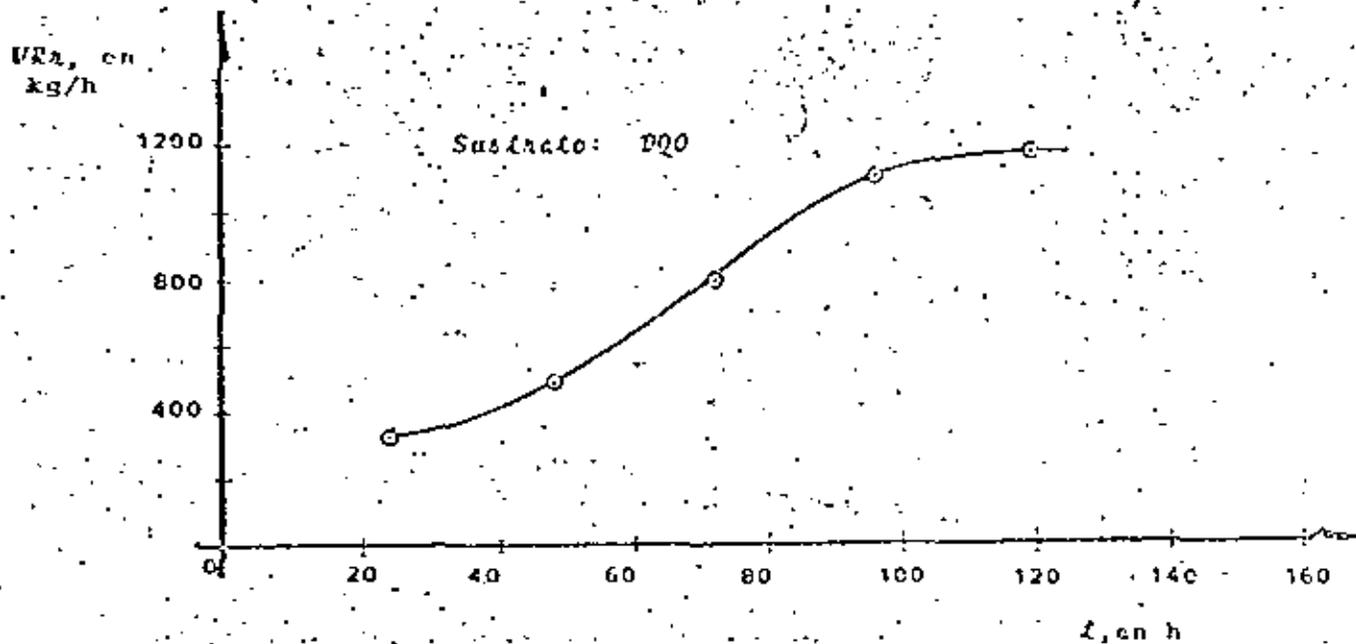
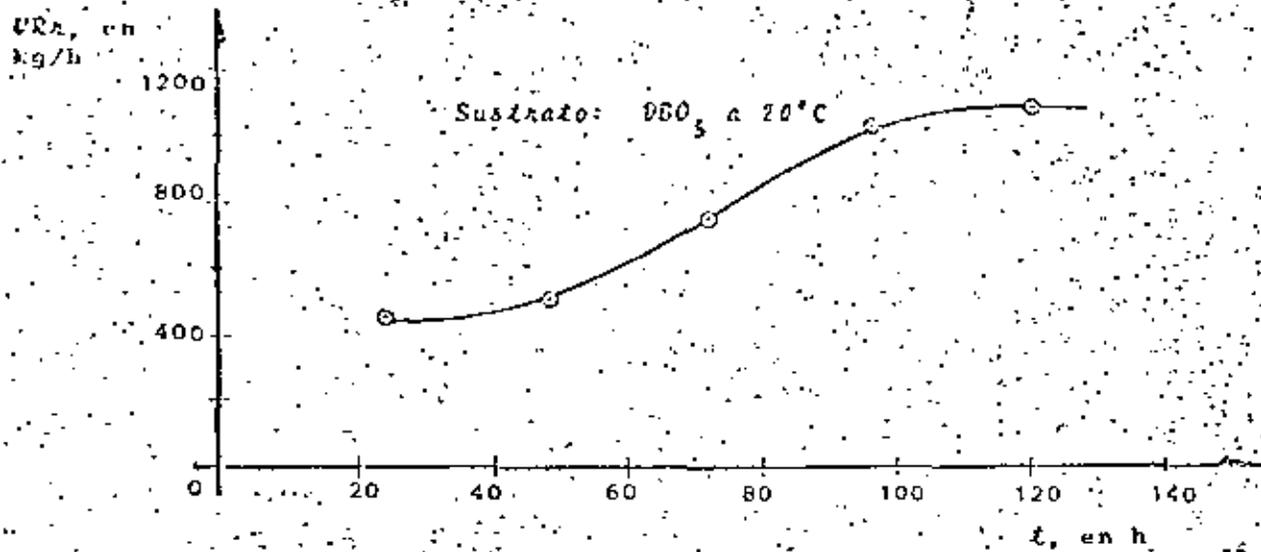
R_n/X , en
 $\frac{\mu\text{gO}_2/\text{l}}{\text{mg/l-día}}$

2.0
1.6
1.2
0.8
0.4

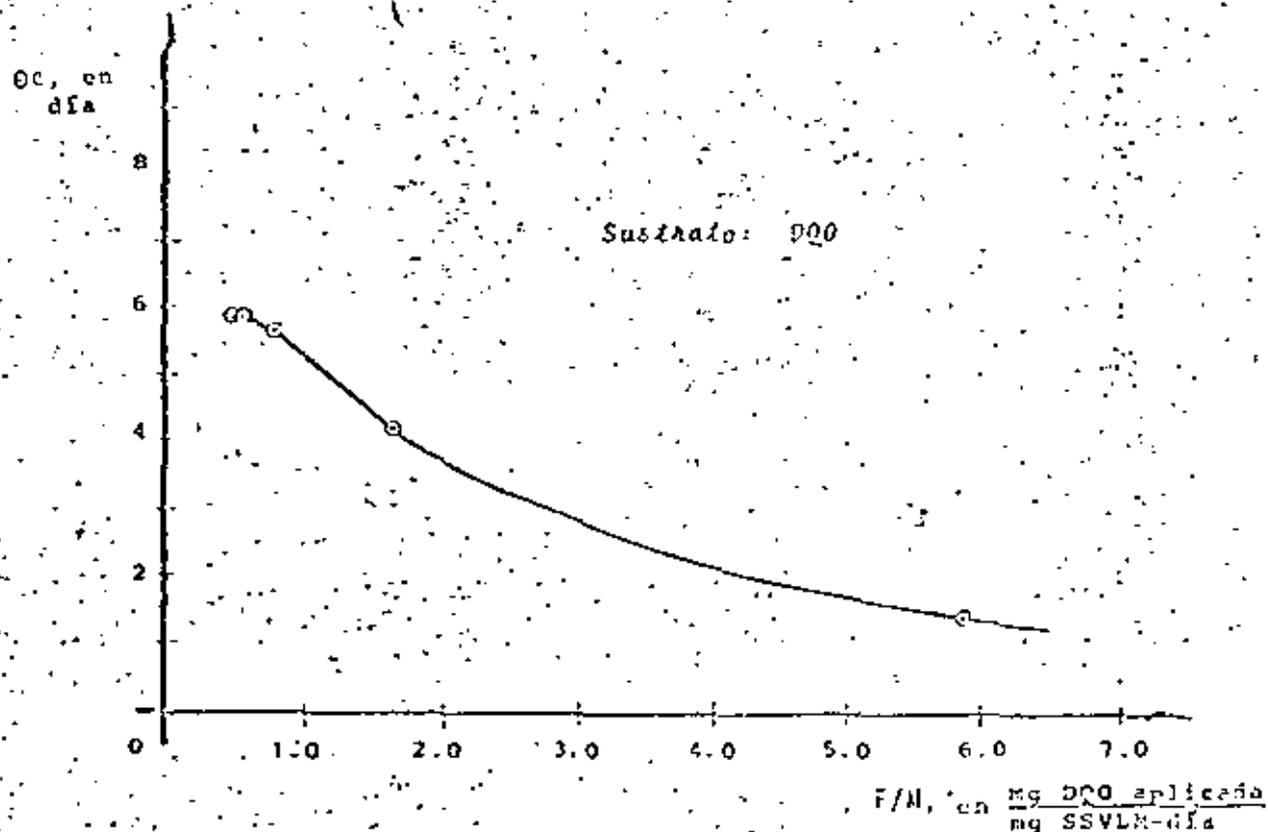
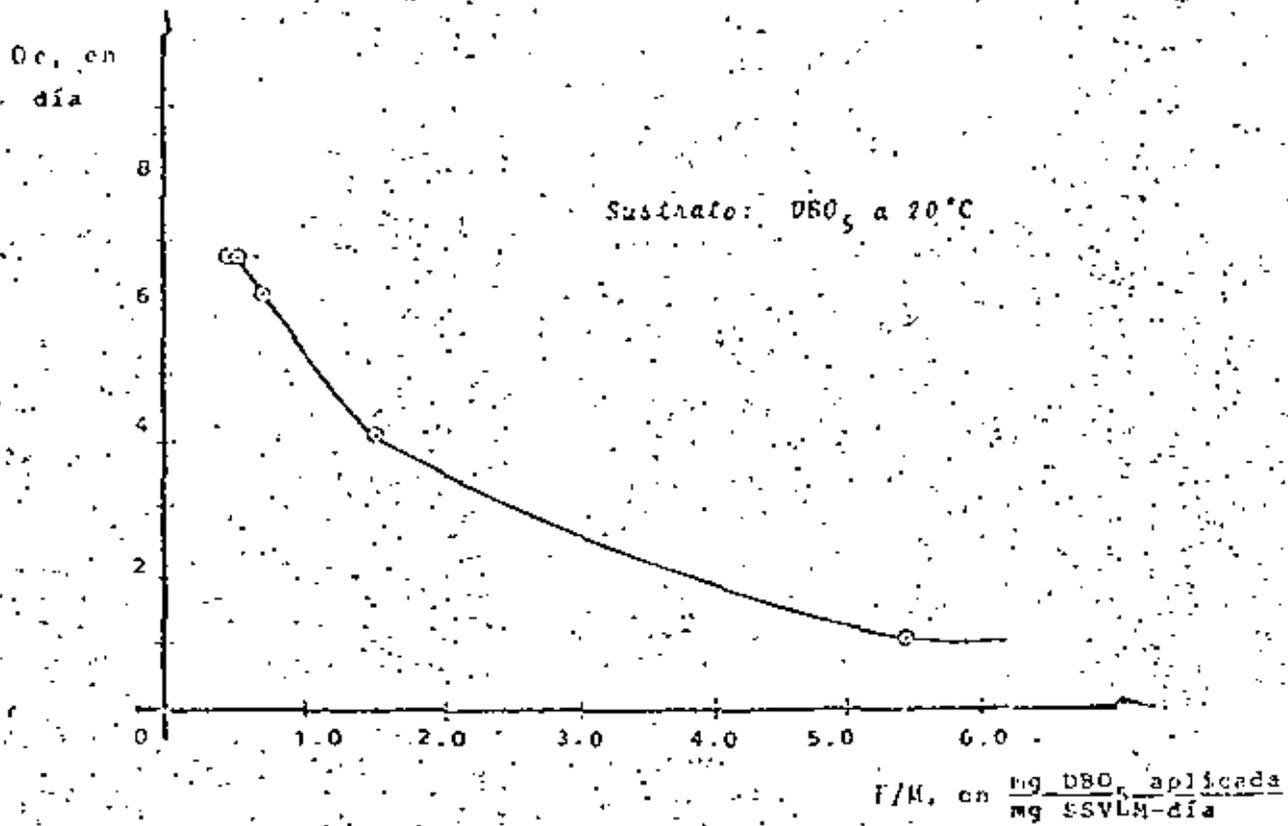
Sustrato: DQO

0 40 80 120 160
 t , en h

RELACION ENTRE REQUISITOS DE OXIGENO Y EL TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICO. EXPERIMENTO 7 (10% DE FONDOS DE PURIFICADORA)



RELACION ENTRE SUMINISTRO DE OXIGENO Y, EL TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICO. EXPERIMENTO 7 (101 DE FONDOS DE PURIFICADORA)



RELACION ENTRE EL TIEMPO DE RETENCION CELULAR
Y EL ALIMENTO A MICROORGANISMOS. EXPERIMENTO 7
(10% DE FONDOS DE PURIFICADORA)

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Junio 9-23, 1979.

Guayaquil, Ecuador.

13. DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Ing. Edmundo Izurieta R.
Profesor del Centro de
Educación Continua.

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..

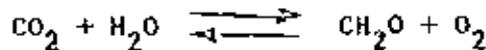
Las lagunas de estabilización son simples estructuras de tierra, abiertas al aire y al sol, elementos que constituyen los recursos naturales utilizados para la transformación de la materia orgánica en las que se efectúa la autopurificación de los residuos líquidos por medio de la acción mutua de algas 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 aguas 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.

La acción de la luz solar origina el proceso bioquímico; constituyéndose la materia orgánica y cuerpos gaseosos como el anhídrido carbónico (CO₂) originado por la respiración.

FOTOSINTESIS (luz solar)



RESPIRACION

CH₂O = carbohidratos

CH₂O + síntesis \longrightarrow grasas, proteínas,
materia celular



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 (NH₃), fosfatos (PO₄) y gas sulfhídrico (H₂S). En este proceso, o sea del metabolismo microbiano anaeróbico, 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 substratos producidos.

Substratos modificados por oxidación y síntesis.

clase del compuesto	síntesis %	oxidación %	lodos %
Carbohidratos	5-25	13	65-85
Alcoholes	25-38	30	52-66
Amino-ácidos	22-58	42	32-68
Acidos orgánicos	30-80	50	10-60

MECANISMOS DEL PROCESO DE ESTABILIZACION.

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 amoniaco, etc.

El bióxido de carbono, el amoniaco 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 CO₂ 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 FISICO-QUIMICOS

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-Arrhenius):

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

t = tiempo de reacción a la temperatura T

t₀ = tiempo inicial a la T₀ (temperatura inicial)

c' = coeficiente (0.0693)

En el caso de una reacción bioquímica se puede escribir:

$$\frac{K_{35}}{K_T} = \frac{tT}{t_{35}} = \theta (35 - T)$$

K₃₅ y K_T = 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:

$$I = I_0 e^{-kcd}$$

I₀ = 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_s = 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 bujía-pie, o sea, 2.5×10^4 ergios/cm²/seg.

El equilibrio hidráulico 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 efluente estará dado por la siguiente ecuación:

$$Q_e = (Q_i + P) - (E + F)$$

Q_e = gasto del efluente

Q_i = 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, puede 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 función.

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:

$$E = 15 (V_w - V_H) \left(1 + \frac{v}{16} \right)$$

E = evaporación mensual, en milímetros

V_w = 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 puede 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, sobretudo 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 tienen 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, aeración 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 diurno 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 aeración mecánica, funcionan con altas cargas orgánicas, tienen mayor profundidad, menor área, el proceso es enteramente aerobio - producido por aeración de tipo mecánico que suministra altas cantidades del oxígeno necesario.

Las de maduración, se emplean exclusivamente para reducir el número de bacterias del afluente.

En este estudio se tratarán exclusivamente las dos primeras la-

gunas, 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, aeración 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.

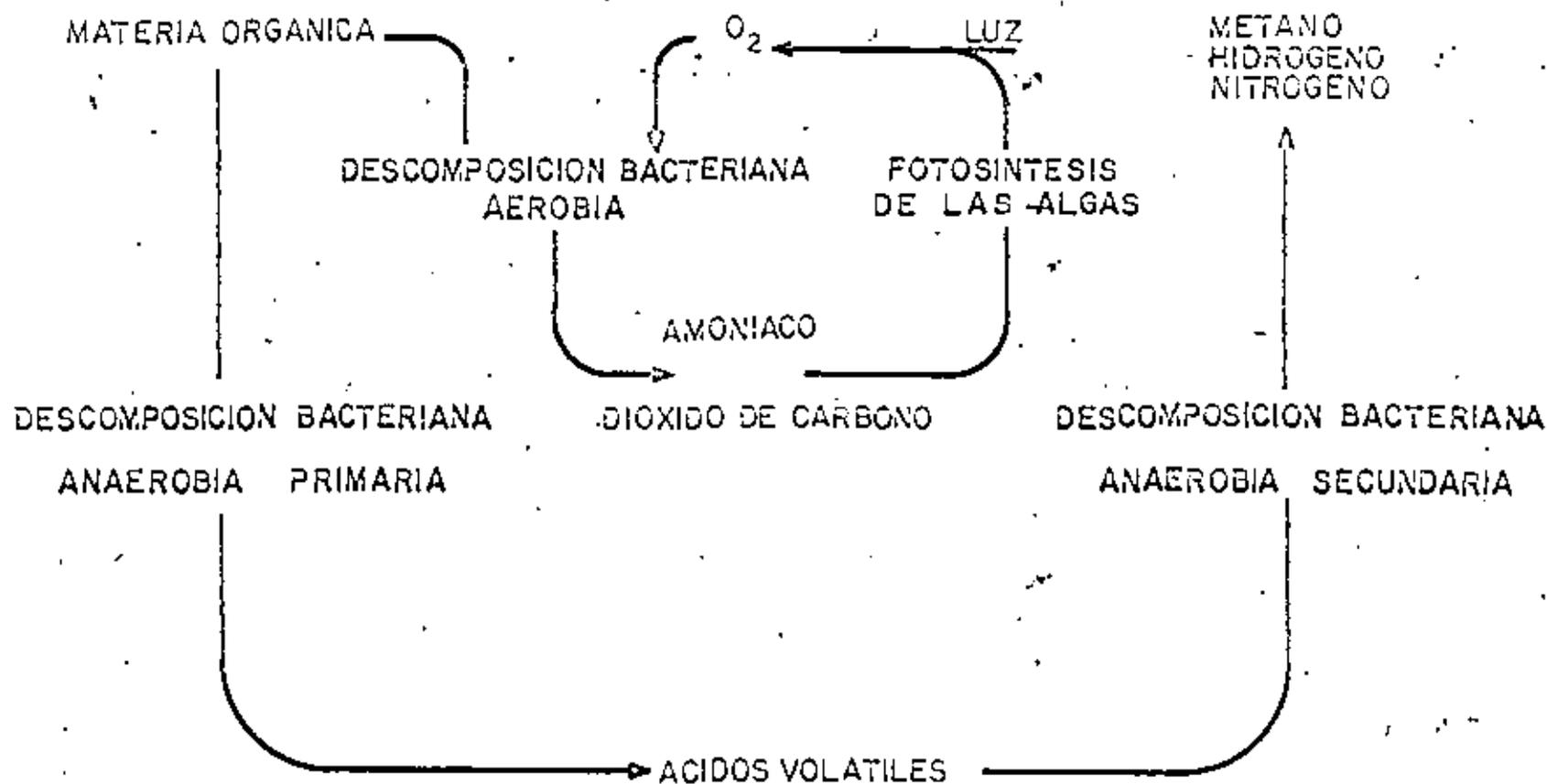
LAGUNAS FACULTATIVAS

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.

DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA LAGUNA FACULTATIVA



ECUAC. No. 1

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

L_p = DBO₅ del agua efluente (mg/litro)

L_o = DBO₅ 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)

θ = 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 temperaturas:

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
$$E (\%) = \left(\frac{L_o - L_p}{L_o} \right) 100$$

$$E = 1 - \frac{1}{\frac{K_T}{R_T} + 1}$$

$$E = \left(\frac{R_T}{\frac{1}{K_T} + R_T} \right) 100$$

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 Gloyna y Herman. La ecuación No. 3 fue para el cálculo de la eficiencia de las lagunas, el volumen se puede determinar con la siguiente expresión:

ECUAC. No. 4

$$V = (3.5 \times 10^{-5}) N.q.La \theta^{(35 - T_m)}$$

V = volumen (m³)

N = número de personas

q = cantidad de aguas residuales (l/ día)

La = demanda bioquímica última a DBO_u (mg/l)

θ = coeficiente de reacción por la temperatura
(1.085)

T_m = temperatura media del agua en el mes más frío (°C)

El valor N.q. la denomina "factor de carga" (FC), mediante este 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 DBO_u, 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 períodos de nubosidad por dos o más semanas puede emplearse una unidad de pretratamiento anaerobio.

Para comparar el efecto de la temperatura se puede dimensionar como ejemplo una laguna con la formula anterior, tomando los siguientes datos.

$N = 10,000$ hab.

$q = 150$ l/hab.

$DBO_u (La) = 250$ mg/l

$T_m = 10^\circ C$ y $25^\circ C$

Profundidad = 1.5 m.

El caudal (Q) = 1,500 m³/día

	<u>10°C</u>	<u>25°C</u>
Volumen	100,931 m ³	29,660 m ³
Superficie	67,290 m ² (6.73 Ha)	19,773 m ² (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 practicamente 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 (Marais

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_p = 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_t es 0.17.

$$\text{ECUAC. No. 6} \quad L_p = \frac{L_o}{0.17 R_T + 1}$$

L_p = DBO₅ del efluente (mg/l)

L_o = del influente (mg/l)

R_T = tiempo de retención

La estratificación térmica permite que las capas interiores 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 CO_2 , el restante se utiliza para formar nuevas células. El 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 O_2 , el que se escapa del líquido si sobrepasa el nivel de sobreesturación. La fotosíntesis producida por las algas con el consumo de 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 Grainge 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. Gloyne, obtuvo períodos de retención de 36 a 82 días para líquidos residuales domésticos con 300 mg/l de DBO_u, a profundidad de 1.20 m. y para temperaturas de 20°C y 10°C respectivamente.

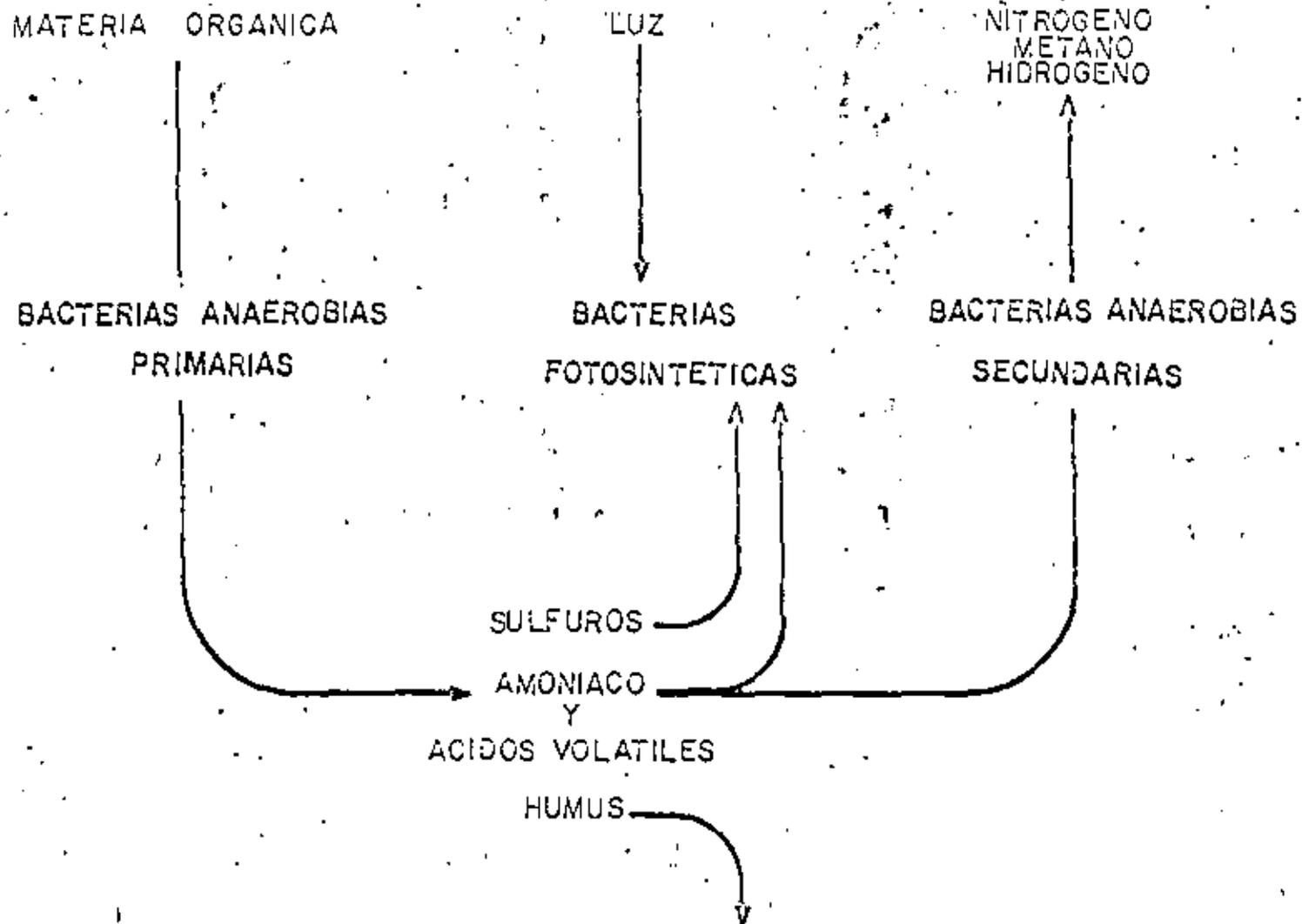
LAGUNAS ANAEROBIAS.

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.

DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL FUNCIONAMIENTO DE LA ECOLOGIA DE UNA LAGUNA ANAEROBIA



En el diseño de las lagunas anaerobias se emplea la metodología concluida de la experiencia sudafricana, la que se fundamenta en los resultados obtenidos en una área geográfica de caracteres 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 entra 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 acentuada remoción 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. No. 7

$$G = 31.5 (T - 15)$$

G = gas producido por los lodos (m^3/Ha)

T = temperatura de los lodos ($^{\circ}C$)

En lo referente al pH, un buen proceso de fermentación y producción de metano se consigue 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 20 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.

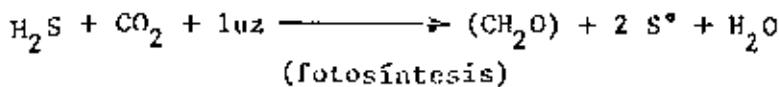
La acumulación de lodos en las lagunas se debe al proceso de sedimen

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^{2-} hace equilibrio con el H^+ para formar HS^- y H_2S . Si hay abundancia de S^{2-} y CO_2 se desarrollan las bacterias del azufre las que son fotosintéticas y utilizan el CO_2 como fuente de carbono.



El modelo matemático para las lagunas anaerobias de acuerdo a la experiencia sudafricana es la siguiente:

ECUAC. No. 8

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

L_p = DBO_5 del efluente (mg/l)

L_o = DBO_5 del influente (mg/l)

K_n = constante de remoción de la DBO
(coeficiente del proyecto)

n = exponente que se determina experimentalmente

R = tiempo de retención con mezcla completa (días)

En las pruebas realizadas en Zambia $K_n = 6.0$ y $n = 4.8$

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/m³ 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 6.4 Kg/m³.
- La elección 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. NO_3), 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 anaerobio 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 emplea 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 facultativas 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.
- En 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 elevada 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 lentales es de aproximadamente 6 mm. por año.

Diques:

- Los diques o terrapienes sirven para transitar 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 a

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 efuente 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.

Sistemas 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

área que se obtiene 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.

FENOMENOS QUE SE PRODUCEN EN LA TRANSFORMACION DE LA MATERIA

En el proceso de tratamiento de las aguas residuales se presentan fenómenos de diferente orden, los que tienen una explicación bajo el ámbito de la ciencia denominada Ingeniería de Sistemas Ambientales. En el caso concreto de las lagunas de oxidación los fenómenos son de diferente índole: físicos, químicos y biológicos, todos ellos regidos por leyes - que en ocasiones tienen bastante complejidad.

Para citar algunos ejemplos en el campo de los fenómenos físicos estarán, presentes: transporte de materia, transferencia de gases, fenómenos térmicos, sedimentación y sistemas de flujo.

Entre los fenómenos químicos deberíamos incluir principalmente: equilibrio de las soluciones, cinética de las reacciones, equilibrio de los carbonatos, termoquímica y comportamiento de los coloides.

Por último, los fenómenos biológicos incluyen básicamente aspectos relacionados con: materia orgánica, microorganismos, crecimiento cinético, demanda bioquímica de oxígeno, descomposición anaerobia, fotosíntesis y cadena de alimentos.

Brevemente indicaremos los aspectos mas importantes de los fenómenos antes nombrados.

Fenómeno físico.

1. Transporte de la materia

Esto ocurre en el ambiente como consecuencia de la advección y la - difusión de la materia . La primera es el transporte de la materia como consecuencia del movimiento del líquido; en cambio, la difusión es un proceso, en el cual una sustancia en solución o dispersión (fase dispersa) migra como respuesta a la gradiente de concentración a través de otras sustancias (fase dispersante).

El fenómeno de la difusión está gobernado por medio de las leyes de Fick en las cuales se establece que la acumulación de la sustancia - es la consecuencia de la masa que ingresa menos la masa que sale.

Las relaciones matemáticas se establecen tomando en consideración - que la tasa de transporte de la masa (N_x) es proporcional a la gradiente de concentración de la fase dispersa ($\frac{dc}{dx}$) y al coeficiente de difusión molecular (D_m).

Aún mas, esto podría ponerse en relación con 3 ejes coordinados.

2. Transferencia de gases

Cuando un líquido contiene gases disueltos y se pone en contacto - con una atmósfera de gas diferente, con el que se encuentra en equilibrio, se produce un intercambio de gases entre la atmósfera y el líquido. Para gases de baja o moderada solubilidad que no reaccio

nan químicamente con el líquido solvente, la tasa de cambio en la concentración del gas disuelto (dc) en el volumen líquido se puede determinar matemáticamente en función a la concentración de desaturación del gas disuelto (C^*), coeficiente de transferencia en la fase líquida (K_l), área de la superficie (A) volumen del líquido (V) y concentración del gas disuelto en líquido (C).

3. Fenómeno térmico

El fenómeno térmico juega un papel muy importante en la naturaleza, y por lo tanto en los sistemas de cuerpos líquidos. Los cambios que ocurren son debidos tanto a la temperatura del agua como a la temperatura de los constituyentes que alteran la condición del agua. El medio acuático, incluyendo peces y otras especies asociadas a la cadena de alimentos son muy sensibles a la temperatura. Los fenómenos térmicos básicamente incluyen procesos de transporte de energía (conducción, convección y radiación) y procesos de transformación de la energía, principalmente la evaporación.

La transferencia del calor por conducción se ocasiona por la transmisión de la energía debido al movimiento molecular, las moléculas en sí retienen su posición relativa y transfieren únicamente el "momentum". El flujo del calor de un extremo a otro en una barra de metal es un ejemplo sobre la conductividad debida a transferencia de calor.

La transmisión de la energía térmica por medio de mezcla o turbulencia se denomina convección. Este fenómeno prácticamente está confinado a los fluidos ya que las moléculas de los sólidos están relativamente fijas y no pueden desplazarse.

En relación con la evaporación diremos que cuando el agua y el aire están en contacto algunas de las moléculas del agua tienen suficiente energía para producir la ruptura de la capa o película líquida y escaparse al aire en forma de vapor. Al mismo tiempo; algunas de las moléculas de agua en el aire penetran la superficie del agua para constituir parte de la fase líquida. La evaporación es la tasa neta a la que el agua líquida es transferida a la fase gaseosa.

4. Sedimentación

La sedimentación es un proceso en el cual la fase dispersa se separa por gravedad de la fase dispersante que tiene una densidad menor. En los problemas ambientales, la fase dispersa que mayormente nos preocupa es sólida, en cambio la fase dispersante puede ser líquida o gaseosa.

Las leyes clásicas de la sedimentación se aplican a partículas dispersas discretas que no tienen características floculentas. La sedimentación de las partículas de una suspensión no es interferida por la presencia de otras partículas y es simplemente una función de las propiedades del fluido y de la partícula en cuestión.

Una partícula discreta se sedimenta a través del líquido en quietud bajo la influencia de la gravedad que se incrementa hasta alcanzar la velocidad de sedimentación terminal, momento en el cual la aceleración es cero y la velocidad se mantiene constante. En el sistema ambiental la velocidad terminal es rápidamente alcanzada.

5. Sistemas de flujo

Los fenómenos ambientales son dependientes del tiempo, y, como una consecuencia, factores como el tiempo de retención y el tiempo de flujo son importantes en la consideración del sistema. La determinación del tiempo de retención y del de flujo se facilitan mediante el estudio del flujo en modelos. Los modelos pueden incluir flujos de mezcla completa, tubular o de mezcla intermedia.

Fenómeno químico

Anteriormente mencionamos los aspectos de mayor importancia en el fenómeno químico. En términos generales debemos mencionar que las relaciones químicas que se producen en las soluciones son incompletas e incluyen el establecimiento de puntos de equilibrio, este es el caso de carbonato y bicarbonato. Por otra parte en tales reacciones se producen o absorben calor; o, actúan partículas relativamente pequeñas en tamaño (fase dispersa) que no pueden sedimentarse con las leyes aplicadas para sedimentación de partículas discretas, estas son las partículas coloidales.

Fenómeno: biológico

Anteriormente mencionamos los aspectos más importantes del fenómeno biológico.

1. Materia orgánica.

La descomposición microbiológica de la materia es un fenómeno natural de considerable importancia. En la descomposición de la materia orgánica, aparte de los resultados nocivos que se producen como son los olores, se produce la reducción del oxígeno disuelto en las aguas superficiales.

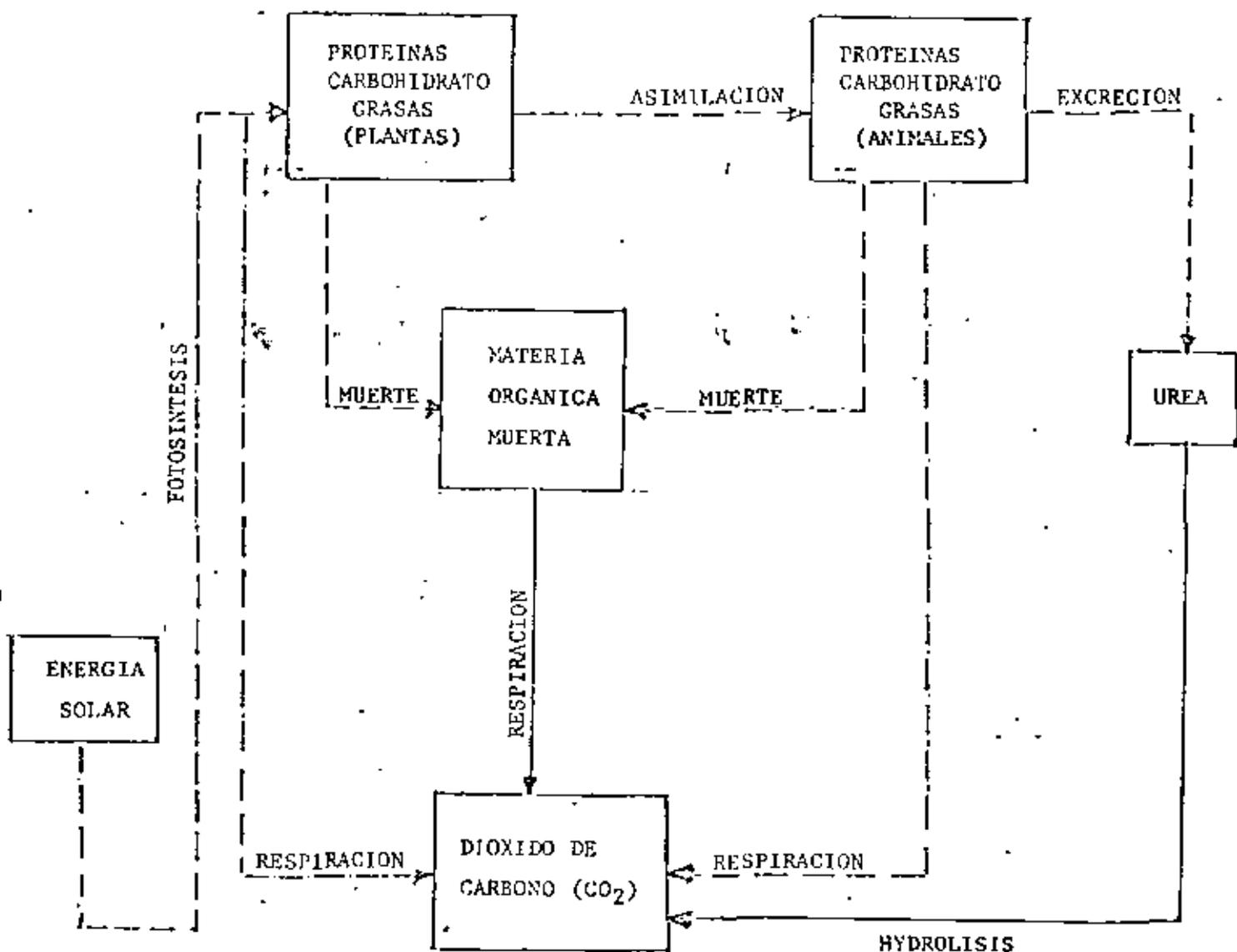
Los materiales orgánicos de origen natural están básicamente constituidos por pocos elementos como el carbono (C), hidrógeno (H), oxígeno (O), nitrógeno (N), fósforo (P) y azufre (S). Los tres primeros son los básicos y los tres últimos se encuentran generalmente en pequeñas cantidades.

En la figura adjunta se ilustra las transformaciones del carbono en la naturaleza, lo que se denomina ciclo del carbono. En igual forma podemos representar el ciclo del nitrógeno en un ecosistema.

2. Microorganismos.

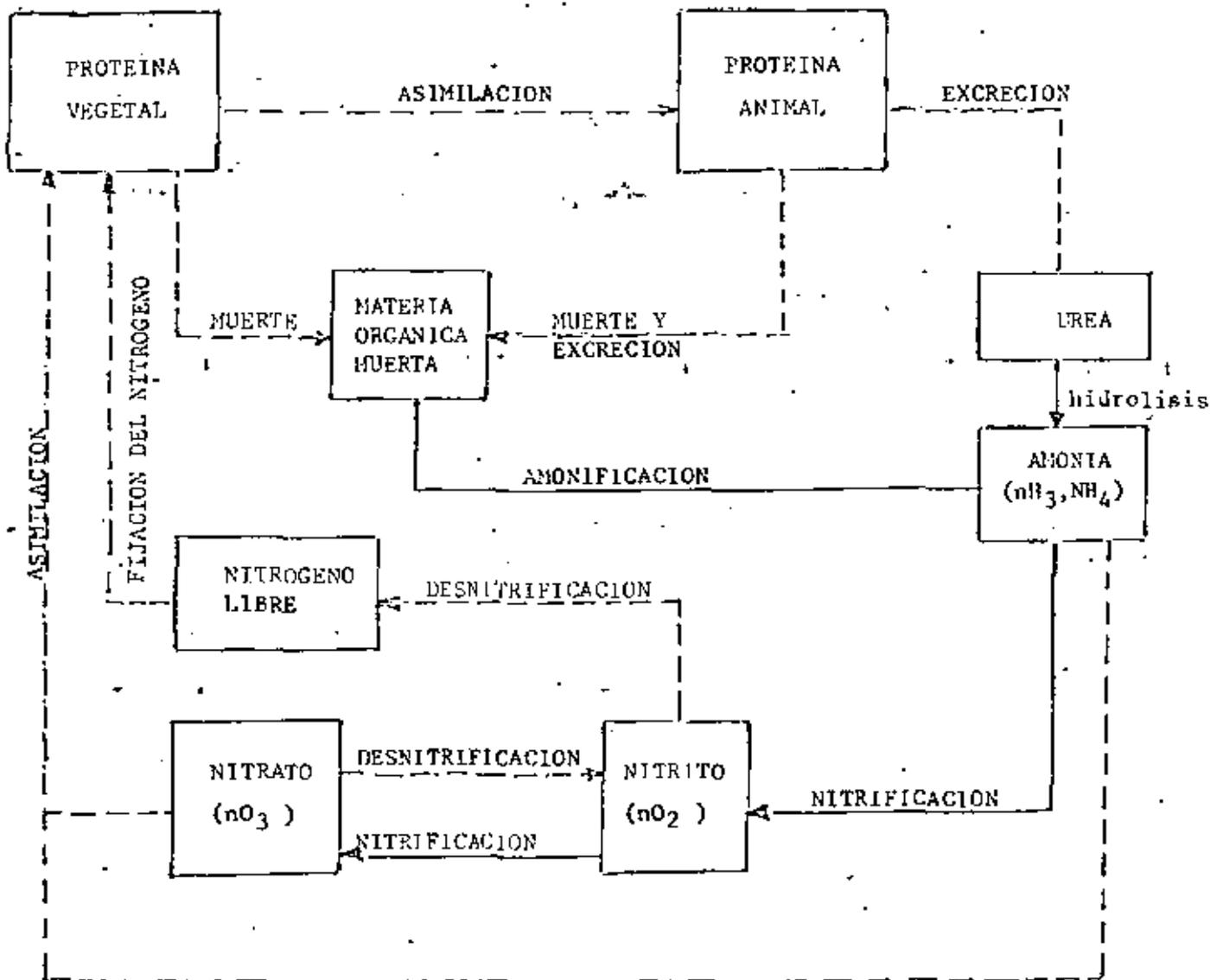
Una gran variedad de microorganismos está presente en el ambiente, incluyen bacterias, hongos, algas, protozoarios, y pequeños metazoos.

CICLO DEL CARBON EN LA NATURALEZA (1)



(1) Tomado de "Environmental Systems Engineering" (Linvil G. Rich).

CICLO DEL NITROGENO EN UN ECOSISTEMA TIPICO (1)



(1) Tomado de Environmental Systems Engineering (Linvil G. Rich).

rios. La importancia de los microorganismos en el fenómeno ambiental se relaciona principalmente, en gran medida, con los requerimientos nutricionales. Estos requerimientos son de 4 categorías: -
 (a) compuestos que proporcionan los elementos carbón y nitrógeno, constituyentes de la materia celular, (b) compuestos que se utilizan como fuente de energía, (c) iones inorgánicos, y (d) factores de crecimiento como son las vitaminas.

Los microorganismos que utilizan el CO_2 como fuente del carbón se denominan autotrópodos, en cambio aquellos que obtienen el carbón, exclusivamente que los compuestos orgánicos se denominan heterotrópodos.

El término facultativo-autotrópodo se aplica a aquéllos microorganismos que utilizan tanto anhídrido carbónico como compuestos orgánicos como fuente de carbono. Los autotrópodos emplean formas inorgánicas que contienen nitrógeno únicamente; en cambio, los heterotrópodos toman el nitrógeno de compuestos inorgánicos. Por otra parte, los requerimientos de fósforo (P) y azufre (S) son tanto autotrópodos como heterotrópodos.

La materia viviente se diferencia de los materiales inorgánicos no vivientes por el metabolismo. Este es definido como el proceso químico y físico continuo que se opera en los organismos vivos y células mediante el cual los nutrientes son asimilados para constituir el protoplasma (anabolismo) y aquéllos por los que el protoplasma se descompone en sustancias más simples que originan energía (catabolismo).

El protoplasma en los organismos vivientes se denomina frecuentemente biomasa. Los organismos producen energía a partir de la materia orgánica que consumen, llamándose a ese proceso respiración.

Sustrato externo + energía -----> material celular

Sustrato externo -----> productos metabólicos + energía

La disponibilidad de energía es esencial para el mantenimiento de los procesos vitales. Estos procesos requieren transporte, reemplazo de partes celulares y otras reacciones físicas y químicas que mantienen la vida. Esa energía de mantenimiento se obtiene a través del proceso de respiración, o, en ausencia de un sustrato externo a través de la degradación catabólica de la materia celular interna. Este fenómeno es conocido con el nombre de respiración endógena.

Material celular -----> productos metabólicos + energía

La respiración es un proceso de oxidación que requiere hidrógeno.

El oxígeno molecular acepta el hidrógeno en los organismos aerobios.

Los organismos anaerobios utilizan, en cambio, sulfatos, nitratos, anhídrido carbónico y aún compuestos orgánicos para tales procesos.

3. Cinética del crecimiento

En un ambiente dado, que reúna condiciones para el crecimiento, la concentración de la biomasa de un organismo tenderá a incrementar como resultado de la síntesis y a decrecer como consecuencia de la respiración endógena, ocurriendo con posterioridad la muerte. Mate-

máticamente se puede expresar diciendo que la concentración de la biomasa es el resultado del crecimiento menos la descomposición.

Cuando todos los nutrientes están presentes y disponibles para el organismo en exceso, el valor de la tasa de crecimiento específico se mantiene constante para ese grupo de nutrientes y de condiciones ambientales presentes. Cuando la concentración de uno de los nutrientes llega a ser el valor del crecimiento límite, la tasa de crecimiento específico decrece y el crecimiento declina. Esta relación hiperbólica se conoce con el nombre de "función de Monod".

La tasa de crecimiento específico máximo en la función de Monod, se ha encontrado que no es únicamente función de la naturaleza del organismo en cuestión y de los nutrientes presentes sino también de los factores ambientales tanto físico como químicos. Efectivamente, la temperatura y el pH ejercen un efecto profundo. La salinidad afecta la tasa de crecimiento mediante la influencia que tiene en la presión osmótica. Una gran variedad de agentes tóxicos orgánicos e inorgánicos sirven para reducir la tasa de crecimiento.

La temperatura tiene un efecto que puede determinarse matemáticamente. Esa función depende de un coeficiente de temperatura y de la tasa de crecimiento a determinada temperatura.

Para temperaturas variables entre 15 a 30°C, el coeficiente de temperatura basado en la información termodinámica ha sido estimado en 1.047. Sin embargo, los coeficientes de temperatura varían de 1.03 a 1.07 para microorganismos encontrados en los procesos de tratamiento

miento biológico aeróbico.

Un gran número de microorganismos demuestran una tasa de crecimiento óptimo para un pH que varía de 6 a 9.

REFERENCIAS.

1. Water and Water Pollution Handbook.
Editorial Marcel Dekker, Inc. N.
2. Estanques de Estabilización de Aguas Residuales
Earnest F. Gloyna, OMS, Ginebra 1973.
3. Liquid Waste of Industry.
Nelson L. Nemerow. Addison-Wesley Publishing.
4. Lagoas de Estabilizacáo.
Universidade de Sao Paulo.
5. Lagunas 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. Tratamientos 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.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
CENTRO DE EDUCACIÓN CONTINUA

COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL GUAYAS

CURSO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Junio 9-23, 1979

Guayaquil, Ecuador.

14. " DISEÑO DE FILTROS ROCIADORES "

Ing. Edmundo Izurieta R.
Profesor del Centro de
Educación Continua.

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 efluentes de

(1) Por ingeniero Edmundo Izurieta R.

mejor calidad, pero tienden a obturarse fácilmente.

El WPRI, 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 las puede almacenar en pilas altas, el costo en Inglaterra es de 27.5 libras (47.0 dólares) por m^3 .

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_5 , flujo del líquido y eficiencia deseada del filtro.

Básicamente existen dos procedimientos de cálculo:

- Método del Consejo Nacional de Investigación (CNI)
- Método de K. L. Schulze.

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 DBO₅

W = peso de la DBO₅ 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:

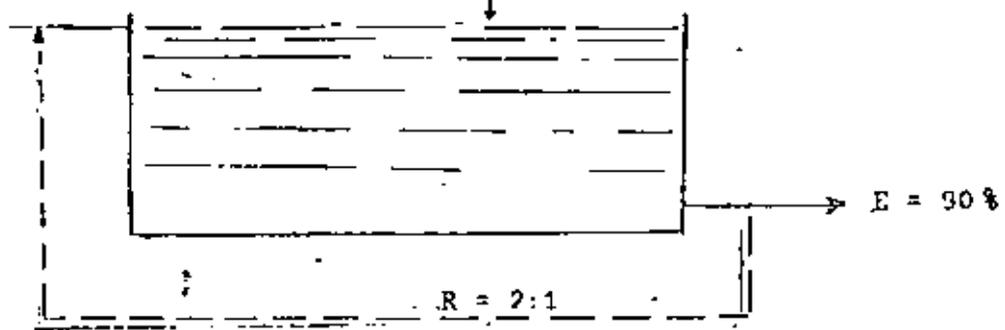
$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1 R)^2}$$

R = relación de reciclo (flujo total relacionado con el que recircula).

Ejemplo :

$G_d = 1,000 \text{ gpm}$

DBO : 300 ppm



$$W = \frac{1,000 \times 3.78 \times 1,440 \times 300 \times 2.2}{10^6}$$

$$W = 3,000 \text{ l/día} \\ (1,635 \text{ Kg./día})$$

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

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

$$F = 2.08$$

$$E = \frac{100}{1 + 0.0085 \left(\frac{W}{V \cdot F} \right)^{1/2}}$$

$$90 = \frac{100}{1 + 0.0085 \left(\frac{3.600}{V \times 2.08} \right)^{1/2}}$$

$$V = 10.1 \text{ acre/pie (1acre/pie} = 1,254 \text{ m}^3)$$

$$V = 12,450 \text{ m}^3$$

Para simplificar el cálculo se han preparado nomogramas que permiten la aplicación de la fórmula del CNI:

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 :

$$\frac{L_c}{L_i} = e^{-k \cdot t} \quad t = \frac{D}{Q} - 67$$

$$L_c = \text{DBO5 del efluente, mg/l}$$

$$L_i = \text{DBO5 del influente, mg/l}$$

$$t = \text{tiempo de contacto}$$

$$D = \text{profundidad del filtro, pies}$$

Q = carga hidráulica, millón/gal/acre/día (MGAD)

K = constante igual a 0.3

$$\frac{Le}{Li} = e^{-0.3 \frac{D}{Q}} \cdot 67$$

Una vez determinado el valor de Q el volumen se determina -

aplicando esta fórmula :

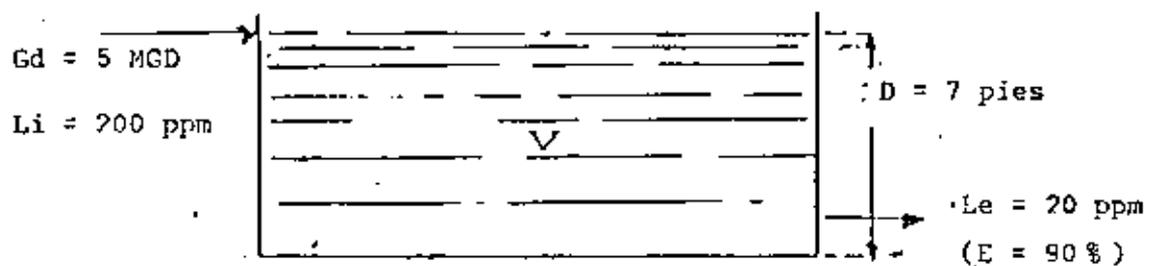
$$V = \frac{Gd \cdot D}{Q}$$

V = volumen, acre/pie

Gd = millón/galones/día (MGD)

D = pies

Ejemplo :



$$\frac{L_e}{L_i} = e^{-0.3 \frac{D}{Q} \cdot 67}$$

$$\frac{20}{200} = e^{-0.3 \frac{7}{Q} \cdot 67}$$

$$0.1 = \frac{1}{e^{\frac{2.1}{Q} \cdot 67}}$$

$$Q = 0.87 \text{ MGAD}$$

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

$$V = \frac{5}{0.87} \cdot 7$$

$$V = 403 \text{ acre/pie}$$

$$V = 49,900 \text{ m}^3$$

Como en el caso anterior se pueden emplear nomogramas. Los resultados que se obtienen son los siguientes :-

$$Q = 0.87 \text{ MGAD}$$

$$A = 5.75 \text{ acres}$$

Diámetro = 560 pies

V = 40.3 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:

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

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 :

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

$$k_e = K \cdot A_v$$

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

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

S_a = contenido orgánico por dilución

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

N = relación del reciclo

$$\frac{S_e}{S_o} = \frac{e^{-X}}{(1 + N) - N \cdot e^{-X}}$$

$$X = \frac{K \cdot D^m}{Q^n}$$

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).

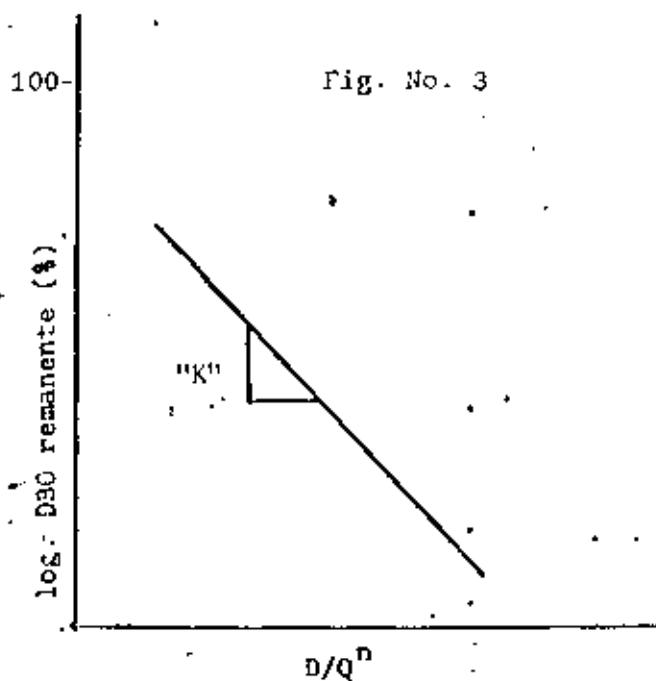
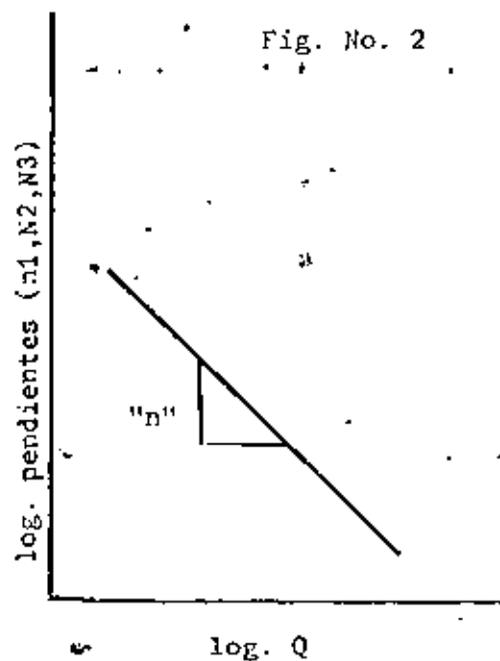
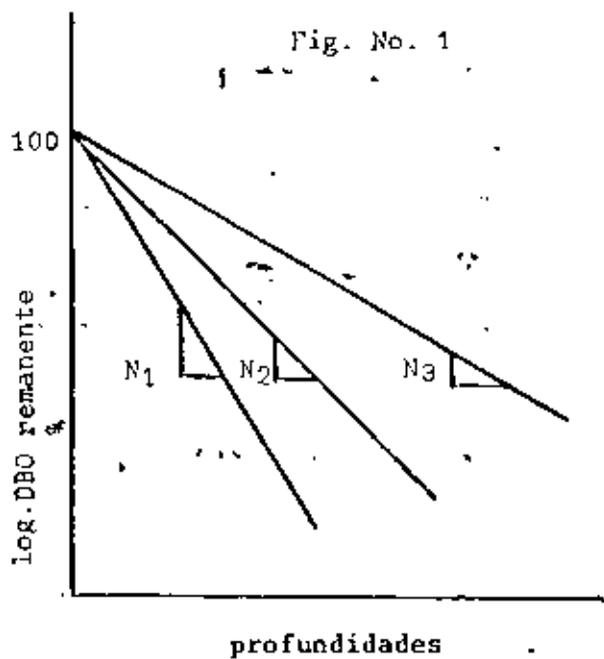
4. Dibujar los valores obtenidos en el anterior de la DBO remanente expresada en porcentaje (%), en papel similogaritmico, en relación con las profundidades a las que se tomaron las muestras. Gráfica No. 1

5. En la gráfica No. 1 determinar las pendientes (N_1, N_2, N_3).

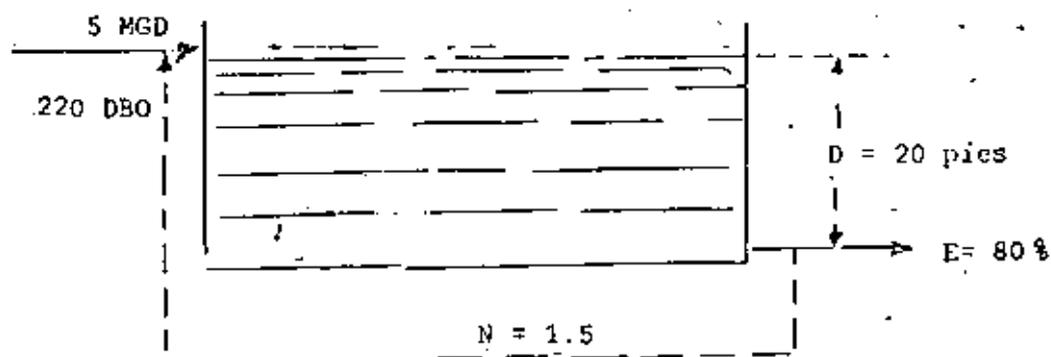
6. Dibujar en papel logaritmico la curva resultante de los valores de las pendientes en relación con valores de Q, determinando el valor de la pendiente "n". Gráfica No. 2

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 :

% de DBO remanente (promedio)

carga hidráulica en gpm/pie^2

profundidad (pies)	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

Los valores obtenidos de las curvas fueron los siguientes :

$K = 0.082,$

$n = 0.5$

Se desea diseñar el filtro sin recirculación y con recirculación.

$$\frac{Se}{So} = e^{-\frac{K \cdot D}{Q^n}} \quad (n = 1)$$

$$\frac{Se}{So} = \frac{1}{e \cdot \frac{0.082D}{Q^{0.5}}}$$

$$0.20 = \frac{1}{\frac{e(0.082)(20)}{Q^{0.5}}}$$

$$Q^{0.5} = 1.02 ; \quad Q = 1.0 \text{ gpm/pie}^2 \\ (1,440 \text{ gpd/pie}^2)$$

$$\text{área} = \frac{5 \times 10^6}{1,440}$$

$$= 3,475 \text{ pies}^2$$

$$\text{diámetro} = 66.5 \text{ pies}$$

Con recirculación y usando el factor $N = 1.5$

$$Sa = \frac{So + N \cdot Se}{1 + N}$$

$$S_a = \frac{220 + 1.5 (44)}{1 + 1.5}$$

$$S_a = 114.5$$

$$\frac{S_e}{S_a} = \frac{44}{114.5} = 0.385$$

$$0.385 = \frac{1}{e(Q,082)(20)} Q^{0.5}$$

$$Q^{0.5} = \frac{1.64}{0.955} = 1.72$$

$$Q = 2.96 \text{ gpm/ pie}^2$$

$$\text{área} = \frac{5 \times 10^6}{1,440 (2.96)}$$

$$\text{área} = 1,175 \text{ pies}^2$$

$$\text{Volumen} = 1,175 \times 20$$

$$\text{Volumen} = 23,500 \text{ pies}^3$$

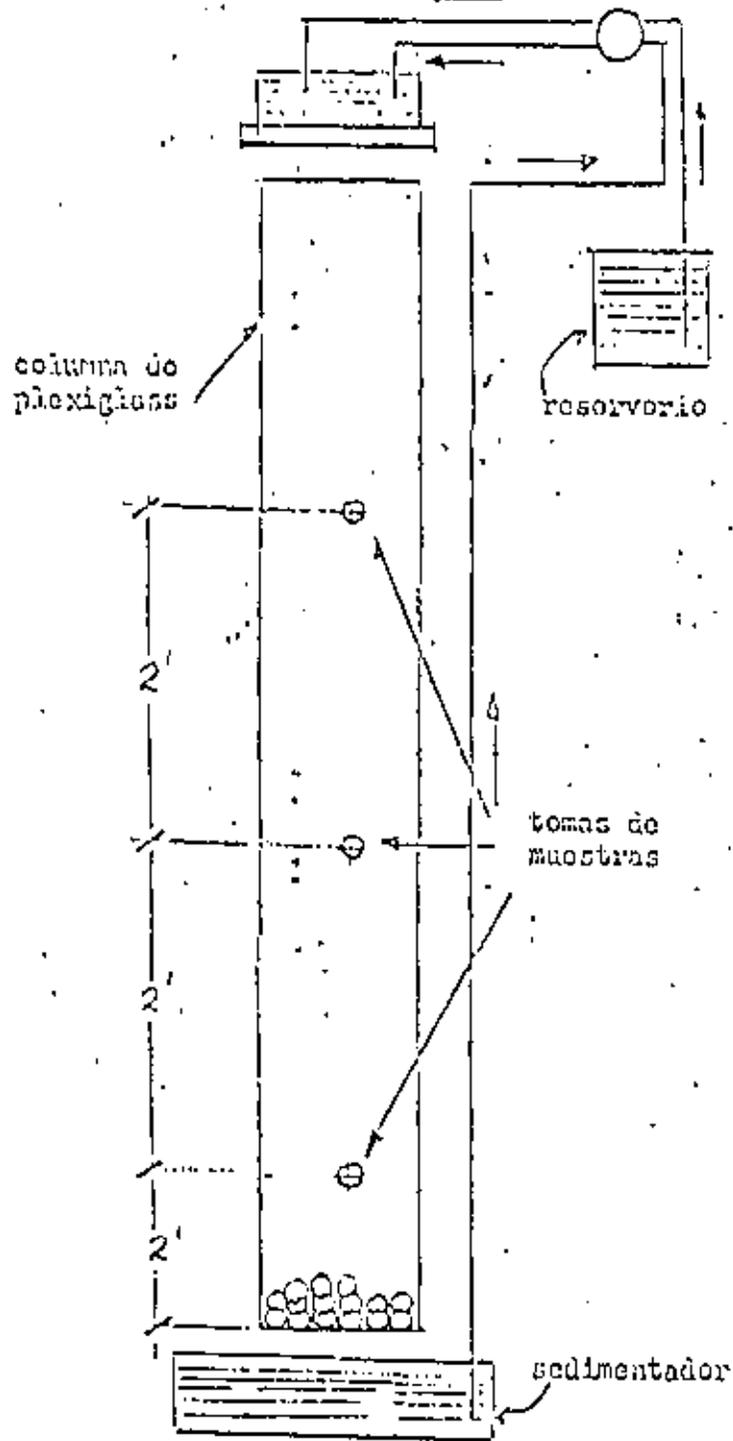
Los coeficientes empleados en el ejemplo se obtuvieron mediante pruebas de campo (planta piloto), cuyos resultados se indican en

las siguientes páginas 16 y 17.

5. ESPECIFICACIONES DE LOS FILTROS ROCIADORES

Para el diseño y la buena operación de un filtro rociador es necesario cumplir con ciertas especificaciones básicas.

- a. 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.
- b. Cuando se emplee un medio filtrante con "superficie específica alta (high specific surface, $M^2/n^3 = 8.55$), debe ser mínima la carga hidráulica para evitar una acumulación excesiva de materia orgánica que inunda el filtro.
- c. 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.
- d. El proceso aerobio requiere O_2 , 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 libe-



Porcentaje de la DBO remanente (promedio)

profundidad (pies)	carga hidráulica (gpm/pie ²)			
	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 ²	Q ^{0.5}	Q/Q ^{0.5}	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		10.41	43
24	3.0		13.68	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

Determinación de las constantes "n" y "K"

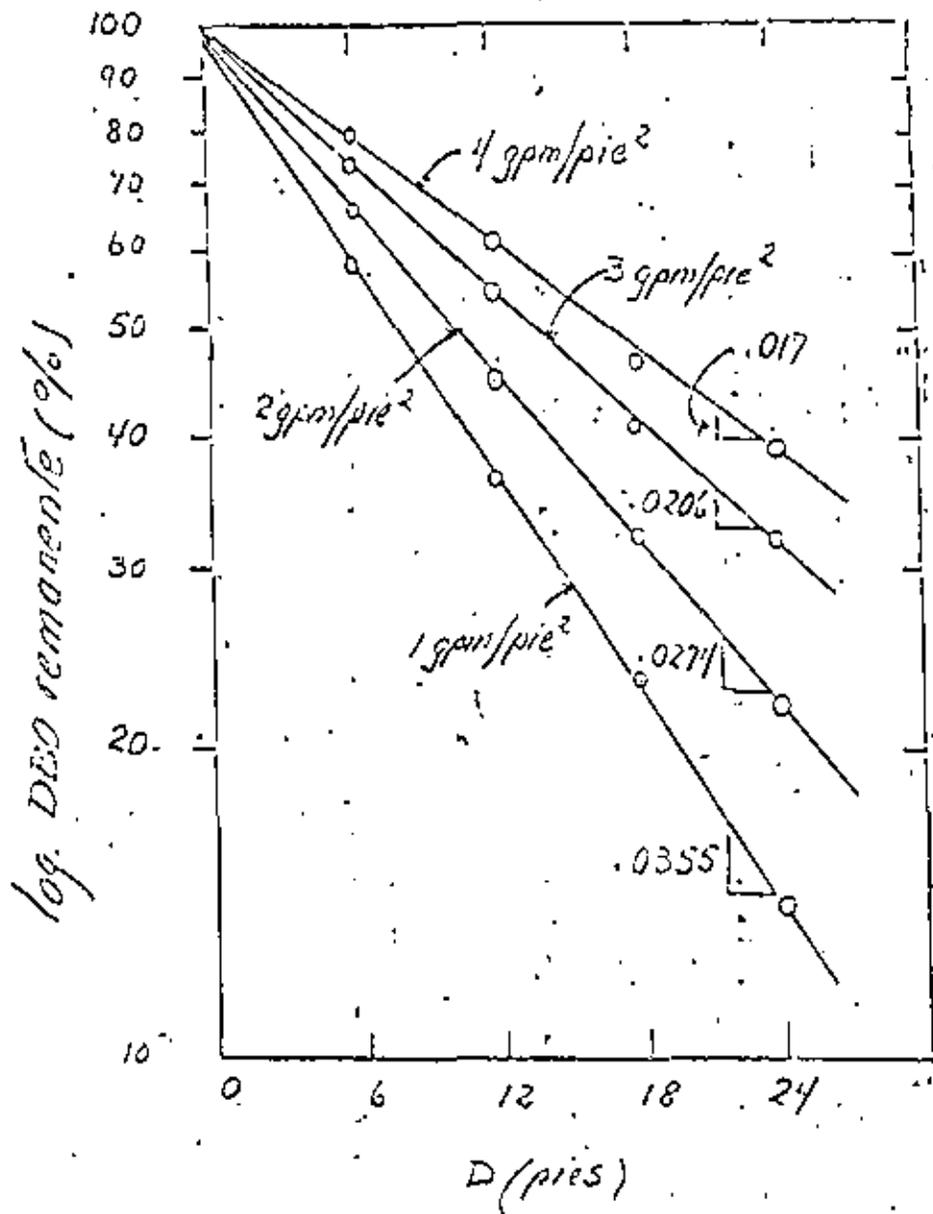


Fig. 1

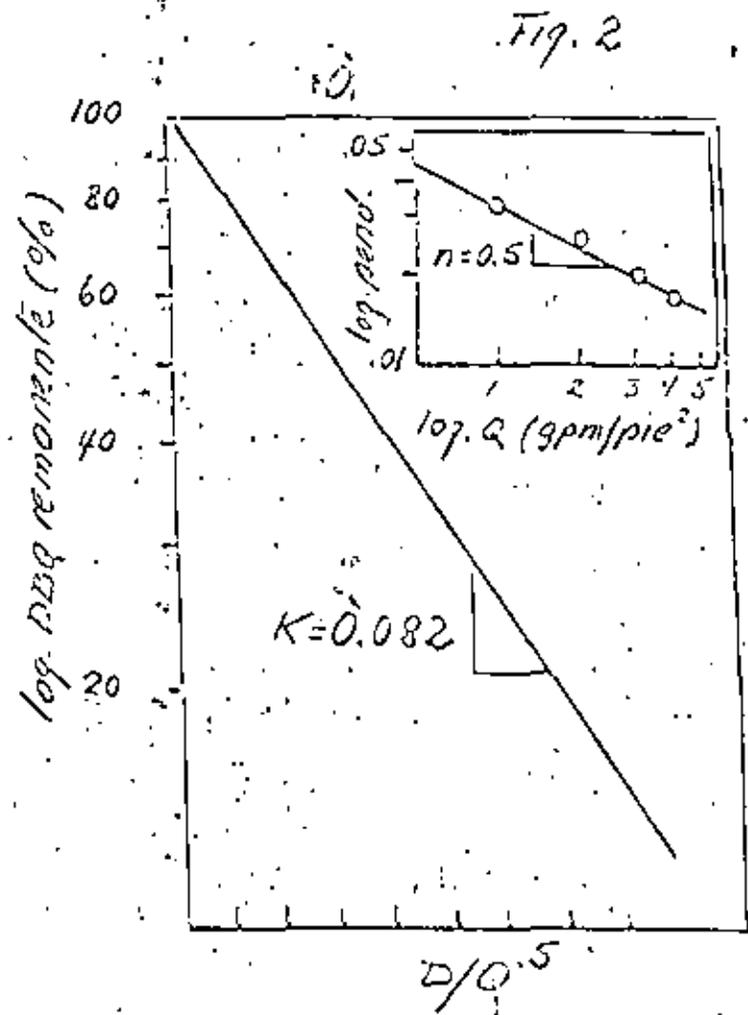


Fig. 3

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

$m^3/m^3/día$; 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: $18.7 m^3/m^3/día$ 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 8.0 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 70 a 30cm. El sistema rotativo gira a 380 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 DBOS es de 220 mg/l, el efluente tiene una DBOS de 44 mg/l (eficiencia del 80%). La relación del reciclaje 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.

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.