



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE
AGUA RESIDUAL

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

ALBERTO DAVILA CABRERA



NAUCALPAN, EDO. DE MEX. SEPTIEMBRE, 1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E.

	Pag.
- Introducción	I
1.- <u>Antecedentes históricos</u>	1
1.1.- Primeras plantas en el mundo.	1
1.2.- Historia del tratamiento de aguas residuales en México	5
2.- <u>Importancia social y económica del tratamiento y reutilización del agua residual.</u>	8
2.1.- Reutilización en la agricultura.	12
2.1.1.- Concentración de sales solubles.	12
2.1.2.- Concentración relativa de sodio respecto a otros cationes.	14
2.1.3.- Otros elementos tóxicos a los cultivos.	14
2.1.4.- Clasificación de las aguas para usos agrícolas.	14
2.1.5.- Características de calidad de interés sanitario.	16
2.1.6.- Niveles de tratamiento para reducir patógenos.	17
2.2.- Recarga de acuíferos.	20
2.3.- Reutilización industrial.	22
2.4.- Índice de calidad de aguas renovadas	24
3.- <u>Pretratamiento.</u>	25
3.1.- Determinación de caudales de aguas residuales.	25
3.1.1.- Planes generales de saneamiento.	25
3.1.2.- Estudio de población.	27
3.1.3.- Consumo de agua.	32
3.1.4.- Caudales de aguas residuales.	32
3.1.5.- Infiltración de agua subterránea.	35
3.2.- Proyecto de alcantarillas.	36
3.2.1.- Alcantarillas para aguas residuales.	36
3.3.- Diseño de estaciones de bombeo.	46
3.3.1.- Tipos de estaciones de bombeo.	46
3.3.2.- Detalles del proyecto de una estación de bombeo.	47
3.4.- Eliminación de sólidos de gran tamaño.	53
3.4.1.- Diseño de rejillas	53
3.4.2.- Diseño de desarenadores.	55
4.- <u>Tratamiento primario.</u>	62
4.1.- Diseño de tanques de sedimentación primaria.	62
4.1.1.- Bases de proyecto.	62
4.1.2.- Tipo, tamaño y forma de los tanques.	64
4.1.3.- Cantidades de lodos.	67
4.2.- Tanques Imhoff y fosas sépticas.	69
5.- <u>Tratamiento secundario.</u>	71
5.1.- Crecimiento bacteriano.	71

5.1.1.- Características generales del crecimiento.	71
5.1.2.- Cinética del crecimiento biológico.	73
5.1.3.- Aplicación de la cinética a los sistemas de tratamiento.	74
5.2.- El proceso de lodos activados.	84
5.2.1.- Consideraciones sobre el diseño del proceso.	86
5.2.2.- Diseño de instalaciones de aeración por difusión.	99
5.2.3.- Diseño de aeradores mecánicos.	107
5.2.4.- Diseño de aparatos y depósitos de aeración.	108
5.2.5.- Diseño de instalaciones para la separación de sólidos.	111
5.3.- Cloración.	116
5.3.1.- Aplicación.	116
5.3.2.- Compuestos del cloro.	118
5.3.3.- Equipo de cloración y control de la dosificación.	119
5.3.4.- Tanques de cloración.	120
6.- <u>Generalidades sobre tratamiento avanzado.</u>	123
6.1.- Propósito del tratamiento avanzado.	123
6.2.- Remoción de fósforo.	123
6.3.- Remoción de nitrógeno.	124
6.4.- Remoción de sólidos suspendidos.	124
6.5.- Remoción de materia orgánica soluble.	125
6.6.- Remoción de sólidos disueltos.	126
6.7.- Remoción de organismos patógenos.	127
- Recomendaciones.	128
- Bibliografía.	130

I N T R O D U C C I O N .

Los objetivos de una planta de tratamiento de aguas residuales son: remover las materias desagradables a la vista y putrescibles, estabilizar las sustancias degradables y remover o destruir los organismos causantes de enfermedades a un grado conveniente. La consideración de importancia en este caso es la conservación de los recursos acuáticos y terrestres y la posible reutilización del agua tratada.

El diseño de las plantas de tratamiento de agua residual está basado sobre el entendimiento de:

- 1.- Los procesos y dispositivos del tratamiento (diseño del proceso).
- 2.- Los factores que afectan los flujos de aguas residuales, lodos y a menudo el aire, a través de las estructuras empleadas (diseño hidráulico y neumático).
- 3.- El comportamiento de las estructuras y mecanismos bajo carga necesarios (diseño estructural y mecánico).
- 4.- Los costos de tratamiento en relación con los beneficios recibidos (diseño económico).

Este trabajo versa sobre los dos primeros aspectos (diseño del proceso y diseño hidráulico y neumático). Además se tratan temas tales como la historia del tratamiento de aguas residuales, la importancia social y económica del tratamiento del agua residual, la captación de la misma y, por último, las generalidades del tratamiento avanzado.

Los motivos principales que motivaron la realización de este trabajo son:

- La necesidad que, como profesionales de la Ingeniería Civil, tenemos los egresados de la Universidad de entender los procesos de tratamiento del agua residual, para posteriormente aplicar estos conocimientos en el diseño de las plantas de tratamiento. En la actualidad es de vital importancia, dadas las condiciones de desarrollo del país, la formación de profesionales especializados en esta materia.
- La falta de material bibliográfico que, para nivel licenciatura, existe de textos que se refieran al diseño de plantas de tratamiento, atendiendo a las condiciones particulares de México. Este trabajo pretende ser un apoyo para las materias de Ingeniería Sanitaria, Contaminación de Aguas y Potabilización y Tratamiento.

Los capítulos que integran esta tesis se refieren a:

1.- ANTECEDENTES HISTORICOS.- Aquí se mencionan algunos aspectos históricos del tratamiento del agua residual, tanto en México como en el resto del mundo.

2.- IMPORTANCIA SOCIAL Y ECONOMICA DEL TRATAMIENTO Y REUTILIZACION DEL AGUA RESIDUAL.- En este capítulo se trata acerca del impacto social que tiene el vertido de aguas residuales sin tratar en cuerpos receptores y tierras para el cultivo, además de la importancia económica que representa el tratamiento en rubros tales como la agricultura y la industria. Se trata además de la posibilidad de recargar acuíferos con agua tratada y se establece un índice de calidad para las aguas renovadas con el fin de detectar su posible reutilización.

3.- PRETRATAMIENTO.- Se analizan cada uno de los pasos del recorrido de las aguas residuales, desde la determinación de los caudales hasta su llegada a la planta de tratamiento. Se analiza el proyecto de alcantarillas y el diseño de las estaciones de bombeo. Se estudia también la eliminación de sólidos de gran tamaño mediante el diseño de rejillas y desarenadores.

4.- TRATAMIENTO PRIMARIO.- Este capítulo se refiere al diseño de tanques de sedimentación primaria, de tanques Imhoff y fosas sépticas.

5.- TRATAMIENTO SECUNDARIO.- Se definen aquí las características principales del tratamiento biológico; se habla también acerca del proceso y de las instalaciones necesarias para llevar a cabo un tratamiento mediante lodos activados. Por último se hace mención de la cloración como sistema de desinfección.

6.- GENERALIDADES SOBRE TRATAMIENTO AVANZADO.- Se trata con los aspectos más relevantes del tratamiento avanzado y su propósito.

CAPITULO 1.- ANTECEDENTES HISTORICOS.

1.1 PRIMERAS PLANTAS EN EL MUNDO. Aunque la captación de aguas residuales se remonta a tiempos antiguos, el tratamiento de las mismas es relativamente reciente, ya que se inició hacia finales del siglo XIX y principios del actual. El desarrollo de la teoría sobre los gérmenes en la segunda mitad del siglo XIX por Koch y Pasteur señaló el comienzo de una nueva época en la higiene. Anteriormente, la relación entre polución y enfermedad apenas se había comprendido y la ciencia de la bacteriología, entonces en sus principios, no se había aplicado aún al tratamiento de las aguas residuales, cuyo desarrollo se presenta en la tabla 1.1

PRACTICA INGLESA.- El tratamiento y evacuación de aguas residuales recibió solamente alguna atención de tipo local y ocasional en Inglaterra, tras la construcción de los sistemas de alcantarillado como resultado de la epidemia de cólera de mitad del siglo XIX. Debido al pequeño tamaño de los ríos británicos, su polución por aguas residuales sin tratar se convirtió pronto en un problema. Al principio se prestó más atención a su interferencia con los usos propios de la agricultura y de la industria que a cualquier peligro para la salud.

Debido a las condiciones adversas causadas por el vertido de aguas residuales en el medio ambiente y al hecho de que la superficie de terreno apto para la eliminación de aguas residuales por irrigación era limitada, se idearon y llevaron a la práctica nuevos métodos de tratamiento intensivo. La finalidad era acelerar los medios naturales bajo condiciones controladas en instalaciones de tratamiento de tamaño relativamente pequeño. Junto con la sedimentación, la precipitación química fue uno de los primeros procesos utilizados en el tratamiento de aguas residuales (véase tabla 1.1).

Los lodos activados, proceso de tratamiento biológico más importante en uso hoy día, se remonta a 1882 cuando se investigó en Inglaterra la aeración de aguas residuales domésticas en tanques para acelerar la oxidación de la materia orgánica. El proceso de lodos activados, tal como hoy se conoce, fue desarrollado por Arden y Lockett en 1914.

PRACTICA NORTEAMERICANA.- A fines del siglo XIX, el tratamiento y eliminación de aguas residuales en Estados Unidos no recibía tanta atención como en Inglaterra, ya que las molestias causadas por la evacuación de aguas residuales no eran tan grandes y también debido a las mayores superficies de terreno disponibles para su eliminación.

Hacia 1887, la estación experimental Lawrence fue establecida por el Massachusetts State Board of Health para el estudio del tratamiento del agua de abastecimiento y aguas

residuales. La influencia de la investigación realizada allí ha sido evidente y de gran alcance. En los comienzos de este siglo, la creciente demanda pública de tratamiento de las aguas residuales y la imposibilidad de conseguir suficientes zonas para el tratamiento en el suelo, especialmente en lo que se refiere a las grandes ciudades, llevaron a la adopción de nuevos métodos intensivos de tratamiento, muchos de los cuales se prepararon en Lawrence y en la actualidad aún son utilizados.

TABLA 1.1 DESARROLLOS HISTORICOS EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Antes de Cristo	Irrigación con aguas residuales en Atenas.
1550	Utilización de aguas residuales en agricultura en Alemania.
1700	Utilización de aguas residuales en agricultura en Inglaterra.
1762	Precipitación química de aguas residuales en Inglaterra
1860	Dispositivo de Mouras para tratar anaeróbicamente los sólidos de las aguas residuales.
1865	Primeros experimentos sobre microbiología de digestión de lodos en Inglaterra.
1868	Primeros experimentos sobre filtración intermitente de aguas residuales en Inglaterra.
1870	Primeros experimentos sobre filtración intermitente en arena en Inglaterra.
1876	Primeras fosas sépticas en Estados Unidos.
1882	Primeros experimentos sobre aeración de alcantarillas en Inglaterra.
1884	Primeras rejas de desbaste en Estados Unidos.
1887	Estación experimental Lawrence establecida por el Massachusetts State Board of Health para el estudio del agua y aguas residuales.
1887	Primera planta de tratamiento por precipitación química en Estados Unidos.
1889	Filtración en lechos de contacto en la Estación Experimental Lawrence, Massachusetts.

- 1891 Digestión de lodos en lagunas de estabilización en Alemania.
- 1895 Captación de metano en fosas sépticas y su utilización para alumbrado de una fábrica en Inglaterra.
- 1898 Distribuidores giratorios para filtros percoladores.
- 1904 Primeros tanques desarenadores en Estados Unidos.
- 1904 Fosa (hidrolítica) séptica Travis de dos pisos en Inglaterra.
- 1904 Tanque Imhoff patentado en Alemania.
- 1906 Cloración de agua residual para desinfección demostrada por Phelps en Estados Unidos.
- 1908 Primera instalación municipal de un filtro percolador en Estados Unidos.
- 1908 Formulación de leyes sobre desinfección por Chick en Estados Unidos.
- 1911 Primeros tanques Imhoff en Estados Unidos.
- 1911 Digestión separada de lodos en Estados Unidos.
- 1912-1913 Aeración de aguas residuales en tanques conteniendo pizarra en la Estación Experimental Lawrence.
- 1914 Experimentos por Ardern y Lockett que llevaron al desarrollo del proceso de lodos activados.
- 1916 Primera planta municipal para el tratamiento por lodos activados que se construye en Estados Unidos.
- 1925 Aerador de contacto desarrollado por Buswell en Estados Unidos.

1.2 HISTORIA DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN MEXICO.
Es importante considerar la contaminación del agua ya que es la sustancia más usada en las actividades humanas como lo son el riego, preparación de alimentos, procesos de fabricación, enfriamiento y como medio de arrastre de los desechos originados por estas actividades. Es precisamente en este último uso donde se contamina más el agua y se vuelve inapropiada para su reaprovechamiento.

La reutilización del agua es deseable puesto que permite solucionar dos graves problemas al mismo tiempo: disminuye la contaminación acuática y aumenta la disponibilidad del recurso para ser usado en cualquier actividad. Para poder reutilizarla es necesario darle algún tipo de tratamiento.

La utilización de aguas residuales no es un tema nuevo en México. A principios de siglo se empezaron a emplear los efluentes de la Ciudad de México en el valle de Tula, donde se cuenta con la mayor área agrícola en el mundo irrigada con aguas residuales, con 85,000 hectáreas abiertas al cultivo.

Ya desde 1952, el ingeniero García Quintero, jefe de la entonces recién creada Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México (hoy desaparecida) proponía la utilización de las aguas residuales para fines agrícolas.

Debido a los problemas de abastecimiento de agua potable que aquejaban a la Ciudad de México desde esa época, esta Comisión propuso lo siguiente: utilizar primero las fuentes del valle de México (subterráneas y superficiales); utilizar después las de fuera del valle. El orden de preferencia además, sería utilizar primero las aguas libres, es decir, sin compromisos de riego, energía eléctrica o aguas potables y después las que ya estuvieran comprometidas (previa indemnización) pero cuyas aguas se usan para fines de riego, reponiendo en la forma justa y conveniente por medio de retornos de aguas residuales las aguas utilizadas e indemnizando el agua que no pudiera reponerse.

Sin embargo, la primera propuesta concreta para construir plantas de tratamiento de aguas residuales se hizo en el Plan General para resolver los problemas del hundimiento, las inundaciones y el abastecimiento de agua potable de la Ciudad de México. (DDF, México, 1954)

El plan consideraba necesario llevar a cabo un intercambio de las aguas captadas en las zonas de riego del valle por aguas residuales tratadas.

"Con tal fin se proyecta la construcción en etapas de dos plantas de tratamiento, del tipo de lodos activados: en el Cerro de la Estrella y en San Cristóbal Ecatepec, de 5.5 y 11.0 metros cúbicos por segundo de capacidad respectivamente... Antes de 1958 se terminará el 75% de la

planta del Cerro de la Estrella y el 50% de la de San Cristóbal Ecatepec". (p4)

Muchos de los objetivos del plan, en materia de abastecimiento de agua y drenaje se llevaron a cabo, sin embargo, la construcción de las plantas no se llevó a cabo.

Efectivamente se construyeron dos plantas de tratamiento de aguas residuales, pero de una capacidad muy inferior a las planeadas. En 1956 se construyó la Planta de Chapultepec con una capacidad de 160 lt/seg y en 1958 la de la Ciudad Deportiva, con 230 litros de capacidad. Por otro lado, ambas se utilizaron para el riego de áreas verdes y llenado de lagos y no para los fines agrícolas en los que se había pensado originalmente.

En los años siguientes, se construyeron nuevas plantas hasta alcanzar el número de 7 en 1978, las cuales tenían una capacidad instalada de 4.3 metros cúbicos, de la cual sólo se aprovechaba un 25% aproximadamente (1.3 m³/seg). Actualmente, en la zona metropolitana de la ciudad de México, el número de plantas es de 16 .

Por otro lado, en un inventario realizado por la hoy desaparecida S.E.D.U.E. (Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología) en 1981, se contaba en el país con 146 plantas de tratamiento, de las cuales 86 eran plantas municipales y 60 industriales y hoteleras. Del total, el 30% eran plantas de tratamiento secundario. Con excepción de las plantas construidas para reutilización del agua tratada, en general, estaban abandonadas y carecían de una organización adecuada para su administración, operación y mantenimiento. Para 1985, el número de plantas aumentó a 193, en su mayoría, lagunas de estabilización; los problemas de operación continuaban.

Actualmente, el tratamiento de aguas residuales en las plantas del Distrito Federal se efectúa mediante el proceso de lodos activados y gas de cloro para su desinfección, con la excepción de la planta de tratamiento San Luis Tlaxialtemalco, en la cual se lleva a cabo un tratamiento terciario.

Las plantas que actualmente operan en el valle de México son:

PLANTA	CAPACIDAD INSTALADA (lts/seg)	DEPENDENCIA
1.- Chapultepec.	160	DGCOH
2.- Ciudad Deportiva	230	DGCOH
3.- Cerro de la Estrella	2000	DGCOH
4.- San Luis Tlaxialtemalco	225	DGCOH
5.- Acueducto de Guadalupe	80	DGCOH
6.- San Juan de Aragón	500	DGCOH

PLANTA	CAPACIDAD INSTALADA (lts/seg)	DEPENDENCIA
7.- Coyoacán	1250	DGCOH
8.- Bosques de las Lomas	55	DGCOH
9.- El Rosario	25	DGCOH
10.- Tlaltelolco	22	DGCOH
11.-Ciudad Universitaria	20	UNAM
12.-Lechería	200	EDO MEX
13.-Proyecto Lago de Texcoco (cuatro plantas)	7050	CNA

CAPITULO 2.- IMPORTANCIA SOCIAL Y ECONOMICA DEL TRATAMIENTO Y REUTILIZACION DEL AGUA RESIDUAL.

Como es sabido, el agua es un recurso cada vez más escaso. Las descargas de aguas residuales sin algún tratamiento en cuerpos de aguas superficiales hacen cada vez más difícil el aprovechamiento de este recurso vital.

México, en las últimas décadas, ha alcanzado importantes logros en la industrialización del país y en el suministro de agua potable a poblaciones de rápido crecimiento. Por consiguiente, este progreso ha aumentado considerablemente los volúmenes de aguas residuales, así como el impacto sobre los cuerpos receptores, puesto que el tratamiento de los desechos líquidos no se ha implementado al mismo ritmo.

Actualmente el tratamiento y reutilización de aguas residuales es un recurso viable para satisfacer la demanda de agua en aquellos usos que no requieren del líquido con calidad potable.

Para ilustrar la importancia social y económica del tratamiento y reutilización del agua residual, cabe mencionar las siguientes consideraciones:

- La ya desaparecida SEDUE (Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología) estimó, en 1991, que la totalidad de las aguas residuales producidas en México alcanzó los 184 m³/seg. En la ciudad de México, la cantidad fue de 46 m³/seg; en Monterrey de 8 m³/seg y en Guadalajara de 8.2 m³/seg. En la actualidad, de las aguas residuales, únicamente se somete a tratamiento el 10%.

- En la ciudad de México existen plantas de tratamiento secundario en las que se emplea el proceso biológico de lodos activados y gas cloro para su desinfección, así como una planta de tratamiento terciario. La producción total media es de 1.5 m³/seg, caudal que se conduce hasta las áreas verdes y lagos recreativos por medio de 423 km de tubería.

- Entre el 50 y el 65% del agua que se suministra a la ciudad de México, después de sus diferentes usos, va a parar al drenaje y esas aguas se sacan del valle de México por medio de túneles, los cuales descargan en la cuenca del río Tula.

- Construir la infraestructura para traer a la ciudad de México 1 m³ de agua cuesta actualmente 200,000 millones de pesos.

-Está comprobado que es más económico invertir en la construcción de plantas de tratamiento de aguas, que en el acarreamiento de agua desde regiones lejanas.

- A la fecha, los pozos del sur de la ciudad de México, que suministran aproximadamente 25 m³/seg, se encuentran contaminados por las aguas residuales de las diversas colonias y pueblos que no disponen de drenaje, implicando cuantiosas inversiones para su potabilización.

- En junio de 1991 la población del D.F. dejó de recibir 6 m³/seg de agua potable ante las constantes presiones de la población de Lerma, lugar en donde se encuentra uno de los sistemas hidráulicos que abastecen del líquido a la capital del país. Los habitantes de la zona colindante con el río pidieron que se racione el líquido, pues sus tierras de cultivo estaban siendo afectadas debido a que no recibían el caudal regularmente.

- De las quejas del tipo de contaminación ambiental, la SEDESOL (Secretaría de Desarrollo Social) atiende los siguientes porcentajes:

- 20% Contaminación del agua
- 19% Otras formas de contaminación
- 14% Actividades peligrosas
- 12% Tala ilegal de árboles
- 11% Contaminación del aire
- 5% Actividades de depredación en zonas protegidas
- 4% Manejo de desperdicios tóxicos

- Arrastra el río Lerma 350 ton diarias de bacterias, grasas, metales y otros. Debido a esto se planteó la necesidad de construir 5 macroplantas de tratamiento de aguas y dos lagunas de oxidación, con una inversión de casi 200,000 millones de pesos (año 1990). Estas macroplantas rehabilitarán las aguas procedentes de 300 empresas y recuperarán como espacios de cultivo de riego unas 2,000 ha. La única planta que existe retira 70 ton diarias de contaminantes y se encuentra en Lerma. Se prevé que al funcionar las 5 plantas proyectadas será posible eliminar hasta 420 ton diarias de lodos residuales. Anualmente se generan en la cuenca 55 millones de m³ de aguas residuales.

A raíz de estas consideraciones, fueron propuestos por el jefe del Ejecutivo el 5 de abril de 1991 en San Luis Potosí, seis puntos en el marco de una estrategia para la atención de los problemas de la contaminación del agua, entre los cuales destacan:

- Fijación de las normas para la calidad del agua, ya sea para consumo humano, para la irrigación o su vertido en los cuerpos de agua.

- Cobro de derechos por el uso de cauces y cuerpos de agua para la descarga de aguas residuales.

- Tratamiento de los 120 m³/seg de aguas residuales derivadas del consumo doméstico.
- Fortalecimiento de programas tecno-científicos en relación con el problema del agua.

Además, la Comisión Nacional del Agua, en 1991 creó el programa "Agua Limpia". Este programa regula el uso, aprovechamiento y manejo de aguas residuales para el riego agrícola, tanto en los 77 distritos que operan en el país, como en las unidades de riego. Se limita el uso de agua sin tratamiento y se prohíbe en aquellos cultivos cuyos productos se comen crudos.

En su calidad de autoridad federal en la materia, la CNA (Comisión Nacional del Agua) inspeccionará y vigilará que las normas se cumplan. Para ello se ha instruido a gerentes regionales y estatales quienes deberán suspender la dotación de agua residual no tratada en aquellos cultivos restringidos.

En cuanto al agua para consumo humano, dentro del programa "Agua Limpia" se intensificarán las acciones de monitoreo y vigilancia de calidad en sus 730 estaciones y 28 laboratorios que se encuentran en todo el país, con lo que se pretende que este vital líquido llegue al consumidor en su mejor estado.

Por otro lado, considerando el alto costo que representa el traer el agua desde regiones apartadas, es de vital importancia volver a utilizar las aguas residuales, dándoles el tratamiento adecuado a fin de convertirlas en fuente de abastecimiento para agua potable, y con esto poder satisfacer la demanda de la población.

Lo anterior es técnicamente factible y a costos razonables. En la actualidad, muchas ciudades de Estados Unidos y Europa dependen del tratamiento de las aguas residuales para satisfacer demandas de agua potable.

El control de la polución del agua dependerá también del control estricto de los residuos de las industrias y de las instalaciones de servicios, particularmente de los residuos considerados como peligrosos, antes de que se viertan a los sistemas de alcantarillado y, en consecuencia, a los cauces naturales de agua.

Por último, se debe cobrar el costo real del agua potable suministrada y motivar, por medio de las tarifas, el empleo de agua residual tratada para alcanzar la autosuficiencia financiera del servicio.

Todas las consideraciones anteriores muestran la importancia social y económica del tratamiento y reutilización de aguas residuales. A continuación se estudiarán algunas aplicaciones factibles del agua residual tratada.

La reutilización del agua se clasifica según su uso en: 1) municipal; 2) industrial; 3) agrícola 4) de recreo, y 5) recarga de acuíferos. Sus aplicaciones directas e indirectas pueden consultarse a continuación.

USO MUNICIPAL.

Aplicación directa: Riego de campos de golf, parques y áreas verdes. Recurso potencial de abastecimiento de aguas para el municipio.

Aplicación indirecta: Recarga de agua subterránea para reducir el agotamiento de los acuíferos.

USO INDUSTRIAL.

Aplicación directa: Agua para torres de refrigeración. Agua de alimentación de calderas. Agua para proceso.

Aplicación indirecta: Recarga de acuíferos para abastecimiento de agua para uso industrial.

USO AGRICOLA.

Aplicación directa: Irrigación de ciertos campos agrícolas, cultivos, huertos, pastos y bosques.

Aplicación indirecta: Recarga de acuíferos para abastecimiento de agua.

USOS RECREATIVOS.

Aplicación directa: Construcción de lagos artificiales para usos náuticos, natación, etc. Piscinas.

Aplicación indirecta: Desarrollo de zonas para la pesca.

OTROS USOS.

Aplicación directa: Recarga de acuíferos para controlar la intrusión de agua salada. Control del equilibrio salino en el agua subterránea. Agente humectante para la compactación de residuos.

Aplicación indirecta: Recarga de acuíferos para controlar los problemas de asentamiento del terreno. Represurización de los pozos de petróleo. Compactación del terreno.

2.1 REUTILIZACION EN LA AGRICULTURA.- El aprovechamiento de las aguas residuales en riego agrícola se practica en México desde hace más de 100 años (1886). En Hidalgo, en el distrito de riego 063, se reutiliza un volumen de 980 Mm³/año de aguas provenientes de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México para el riego de 85,000 ha. Estudios en 314 poblaciones con más de 10,000 habitantes mostraron que en más del 30% de estas localidades las aguas residuales municipales se utilizan para el riego agrícola.

Las ventajas de esta práctica son:

- Mayor oferta de agua.
- Apertura de tierras al cultivo
- Fuente segura de abastecimiento de agua
- Aporte de nutrientes
- Incremento de la productividad agrícola y desarrollo

Sin embargo, debe tenerse siempre presente el riesgo que conlleva la reutilización del agua en la agricultura por la contaminación de cultivos, suelo, acuíferos y ganado que afectan a la salud pública y a la propia producción agropecuaria. Además, persiste el gran riesgo de afectar la salud, tanto de las personas que consumen los productos regados con estas aguas, como de los propios trabajadores del campo y sus familias que conviven con las aguas residuales.

El control de las descargas de aguas residuales por medio del tratamiento y disposición en el suelo es una alternativa económica para la mayoría de los municipios mexicanos, beneficios que se incrementan si se usa para la agricultura. Esto es conveniente siempre y cuando se desarrollen y apliquen las tecnologías adecuadas para tratar las aguas residuales destinadas a la reutilización en la agricultura, con instalaciones de bajo costo y un mínimo de atención en operación, mantenimiento y administración.

La reutilización de las aguas residuales en la agricultura es recomendable siempre que se tomen en cuenta dos aspectos fundamentales: en primer lugar, deben minimizarse los riesgos a la salud y de contaminación al medio ambiente y en segundo, la calidad de las aguas no debe deteriorar la capacidad productiva de los suelos.

Las características más importantes que determinan la calidad de cualquier agua para riego, desde el punto de vista agronómico, son la concentración de sales solubles, la concentración relativa de sodio y de otros elementos que pueden ser tóxicos.

2.1.1 Concentración de sales solubles.- La salinidad en el suelo es una limitante en el crecimiento y produce una reducción en el rendimiento de los cultivos. Esta reducción se atribuye a la disminución en la absorción del agua por las raíces.

La concentración de sales solubles en las aguas para riego, para fines de diagnóstico y de clasificación, se puede expresar en términos de su conductividad eléctrica. Un suelo es salino cuando la conductividad eléctrica (CE) de su extracto de saturación es mayor de 4,000 $\mu\text{mhos/cm}$. Se ha encontrado que la CE del extracto de saturación de un suelo, en ausencia de acumulación de sales provenientes del agua subterránea, es generalmente de 2 a 10 veces mayor que la correspondiente al agua con que se ha regado. Este aumento en la concentración es el resultado de la extracción continua de la humedad por las raíces y por la evaporación. Por ello, el uso de aguas entre moderada y altamente salinas puede ser la causa de que se desarrollen condiciones de salinidad en el suelo, aún cuando el drenaje sea satisfactorio.

En general, las aguas cuya CE sea menor de 750 $\mu\text{mhos/cm}$ son satisfactorias para el riego por lo que respecta a sales, aún cuando los cultivos sensibles pueden ser afectados cuando se usan aguas cuya CE varía entre 250 y 750 $\mu\text{mhos/cm}$. En la tabla 2.3.1 se presenta una clasificación de los cultivos con relación a su tolerancia a la salinidad.

TABLA 2.3.1 TOLERANCIA A LA SALINIDAD DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS

Cultivos tolerantes	Cebada Algodón Jojoba Remolacha azucarera
Cultivos moderadamente tolerantes	Avena Cártamo Sorgo Soya Trigo Cebada forrajera Pastos Calabacita
Cultivos moderadamente sensibles	Maíz Arroz Girasol Alfalfa Papa Jitomate
Cultivos sensibles	Frijol Zanahoria Cebolla Durazno Manzano

2.1.2 Concentración relativa de sodio respecto a otros cationes.- Los constituyentes inorgánicos solubles de las aguas de riego reaccionan con los suelos en forma iónica. Los principales cationes son calcio, magnesio y sodio, con pequeñas cantidades de potasio. Los aniones principales son carbonatos bicarbonatos, sulfatos y cloruros, en menor cantidad nitratos y fluoruros.

Las concentraciones altas de sodio en el suelo, en comparación a los otros cationes, reducen la permeabilidad del suelo, obstruyendo el acceso de agua a las raíces, lo que se refleja en la disminución del crecimiento de los cultivos. Los suelos sódicos se caracterizan por su baja permeabilidad y difícil manejo.

Para conocer las concentraciones de sodio en el agua se utiliza la "relación de adsorción de sodio RAS". Esta relación es la siguiente:

$$RAS = Na / ((Ca+Mg) / 2)^{0.5}$$

en la cual Na, Ca y Mg representan las concentraciones en miliequivalentes/litro de los iones respectivos.

De acuerdo con los estudios realizados, la RAS ha sido un índice adecuado para designar el peligro del sodio en las aguas para riego.

2.1.3 Otros elementos tóxicos a los cultivos.- En casi todas las aguas naturales existen elementos en pequeñas cantidades que son esenciales para el crecimiento de los cultivos hasta determinadas concentraciones. Una vez que se rebasan esos límites, comienzan a observarse síntomas fitotóxicos que pueden llegar hasta provocar la muerte de las plantas.

Independientemente de su forma química, la fitotoxicidad de un elemento también se encuentra influenciada por la especie vegetal y la textura del suelo. Por tanto, es difícil desarrollar una norma universal de calidad del agua para todas las condiciones de crecimiento vegetal.

2.1.4 Clasificación de las aguas para usos agrícolas. La clasificación de aguas para riego, considera que se tienen condiciones medias de textura del suelo, velocidad de infiltración, drenaje, cantidad de agua usada, clima y la tolerancia del cultivo a las sales. Desviaciones considerables del valor medio de cualesquiera de estas variables puede hacer inseguro el uso de una agua que, bajo condiciones medias, sería de muy buena calidad.

Con respecto a la salinidad las aguas se dividen en:

- Agua con baja salinidad. (C1) (CE = 0 - 250 μ hos/cm)

Puede ser usada para el riego de la mayoría de los cultivos y suelos, con baja probabilidad de ensalitramiento del suelo. Se requiere drenaje.

- Agua con mediana salinidad. (C2) (CE = 250 - 750 μ hos/cm)
Puede ser empleada si se tiene drenaje. Las plantas moderadamente sensibles a la salinidad pueden desarrollarse en la mayoría de los casos sin requerir prácticas especiales para el control de la salinidad.

- Agua con alta salinidad. (C3) (CE = 750 - 2250 μ hos/cm)
No puede usarse en suelos con drenaje restringido. Aún cuando se tenga drenaje adecuado, deberá tenerse un control especial de la salinidad y las plantas seleccionadas deberán ser moderadamente tolerantes a esta.

- Agua con muy alta salinidad. (C4) (CE > 2250 μ hos/cm)
No se recomienda para el riego agrícola bajo circunstancias ordinarias. Los suelos deben ser permeables, el drenaje adecuado. Deberá aplicarse agua en exceso para tener un lavado del suelo. Los cultivos deberán tener una alta tolerancia a la salinidad.

La clasificación de las aguas con respecto al sodio es más complicada debido a que el valor de la RAS aumenta en el suelo a consecuencia del aumento de la concentración de todas las sales y de la posible precipitación de las de calcio y magnesio a medida que disminuye el contenido de humedad por la extracción que hacen las plantas y por la evaporación superficial. La clasificación con respecto al sodio es la siguiente:

- Agua con baja concentración de sodio (S1) (RAS 0 - 10)
Puede ser utilizada para el riego agrícola en casi todos los tipos de suelo con muy poco peligro de daño por el sodio. Sin embargo, cultivos sensibles al sodio pueden acumular concentraciones dañinas.

- Agua con mediana concentración de sodio (S2) (RAS 10 - 18)
Presentará peligro en suelos de textura fina que posean alta capacidad de intercambio de cationes, especialmente si el drenaje es deficiente. Esta agua puede usarse en suelos de textura gruesa o en suelos orgánicos con buena permeabilidad.

- Agua con alta concentración de sodio (S3) (RAS 18 - 26)
Puede introducir daños por el intercambio de sodio en la mayoría de los suelos y se requerirá un manejo especial del suelo, buen drenaje, altos escurrimientos y adición de materia orgánica. Suelos con yeso pueden evitar este problema. Con tratamiento químico puede reemplazarse el sodio intercambiable si las aguas no presentan un alto contenido de salinidad.

- Agua con muy alta concentración de sodio (S4) (RAS > 26)

Generalmente no es aceptable para irrigación excepto cuando se tiene baja o mediana salinidad y en aquellos sitios donde se realiza un tratamiento del suelo con fines de remover el calcio, agregar yeso u otros arreglos que permitan el empleo de este tipo de agua.

Esta clasificación se basa primordialmente en el efecto que tiene el sodio intercambiable sobre la condición física del suelo. No obstante, las plantas sensibles a este elemento, pueden sufrir daños a consecuencia de la acumulación del sodio en sus tejidos, aún cuando los valores de sodio intercambiable sean bajos para alterar la condición física del suelo.

Las concentraciones tóxicas de boro que se encuentran en algunas aguas para riego, obligan a tener presente este elemento para establecer su calidad. Niveles mayores de 1 ppm de boro en el agua de riego perjudica a los cultivos. Son cultivos sensibles: frutales como manzano, nogal, aguacate; semitolerantes: girasol, algodón, jitomate, maíz, sorgo, cebada, avena y trigo; y tolerantes: espárrago, alfalfa, cebolla, haba, lechuga, zanahoria, gladiola y remolacha. En la siguiente tabla se muestran los límites permisibles de boro (ppm) en cultivos:

CULTIVO	TOLERANCIA
Sensibles	0 - 1.25
Semitolerantes	0 - 2.50
Tolerantes	0 - 3.75

2.1.5 Características de calidad de interés sanitario. El empleo en la agricultura de aguas residuales crudas implica el riesgo de afectar la salud y el medio ambiente al contaminar alimentos, suelos, aguas subterráneas y aguas superficiales, principalmente por medio de patógenos y/o elementos tóxicos.

Los agentes patógenos que inciden en la salud incluyen bacterias tales como *salmonella*, que es causante de la tifoidea, paratifoidea, salmonelosis y *shigella*, causante de disentería; virus como enterovirus, que ocasiona neumonía y conjuntivitis o el virus de la hepatitis; protozoarios como *Entamoeba* que produce amibiasis; y helmintos o lombrices como la *Taenia Solium* conocida como la solitaria que causa teniasis y *Cysticercos*. Además existen otros microorganismos que afectan al ganado, pues en algunos estudios se ha encontrado que, debido al uso de aguas residuales, aumenta la incidencia de tuberculosis y de quistes de *Cysticercos*, por lo que se recomienda que se deje secar el campo antes iniciar el pastoreo.

El tiempo de supervivencia de patógenos en la superficie del suelo y de las plantas es de interés cuando se decide el

periodo que debe pasar entre la última aplicación del agua y el acceso de hombres y animales en época de cosecha.

El tiempo de supervivencia de bacterias coliformes en el suelo va de 4 a 70 días. Sin embargo, se ha encontrado salmonella después de 260 días. En cambio, el tiempo sobre los cultivos es menor, debido a la exposición a efectos adversos, tales como la radiación solar, altas temperaturas, ambiente seco y al lavado por lluvia. En el caso de bacterias coliformes, el tiempo de supervivencia va de 6 a 35 días, para otras bacterias patógenas y en virus, es menor de 20 días.

Se considera que 100 días es el tiempo máximo que pueden sobrevivir los virus en el suelo y que su migración a las aguas subterráneas se puede reducir o eliminar permitiendo que el suelo se seque antes de la siguiente aplicación de agua. Existe la posibilidad teórica de que las plantas absorban virus a través de las raíces. Sin embargo, las partículas del suelo absorben virus rápidamente, impidiendo que las plantas almacenen patógenos virales.

Para evitar daños por bacterias y virus, se recomienda que la aplicación de aguas residuales a los cultivos se detenga un mes antes de la cosecha. Cuando se trata de cultivos que crecen bajo la superficie del suelo (como la papa y el espárrago), donde los virus tienen un mayor tiempo de supervivencia, no se recomienda el riego con aguas residuales. Este tiempo puede reducirse si los cultivos se destinan a la alimentación de animales o al procesamiento industrial.

Los quistes de protozoarios son muy sensibles al secado, por tanto, se puede esperar que los quistes depositados en la superficie de las plantas mueran rápidamente (3 días). De esta manera, si se siguen las recomendaciones para bacterias y virus, no habrá riesgos probables de contaminación por protozoarios.

Los huevos y larvas de helmintos, a diferencia de los quistes de protozoarios, viven largos periodos de tiempo cuando se aplican al suelo, posiblemente porque el suelo es su medio de transmisión en el cual se desarrollan, mientras que los protozoarios se desarrollan en agua. De esta manera, bajo condiciones apropiadas de humedad, temperatura y luz solar *ascaris*, *trichuris*, etc, pueden permanecer viables por varios años. Debido a la exposición y desecación por la radiación solar, los huevos de helmintos depositados en la superficie de las plantas mueren más rápido (entre 27 y 35 días)

2.1.6 Niveles de tratamiento para reducir patógenos.- El control de las descargas de aguas residuales por medio del tratamiento y disposición en el suelo es una alternativa económica para la mayoría de los municipios mexicanos,

beneficios que se incrementan si se usa para la agricultura. Esto es conveniente siempre y cuando se desarrollen y apliquen las tecnologías adecuadas para tratar las aguas residuales destinadas a la reutilización en la agricultura, con instalaciones de bajo costo y un mínimo de atención en operación, mantenimiento y administración.

Cabe mencionar que no se hace referencia a las tecnologías convencionales de tratamiento de aguas residuales, tales como lodos activados o biodiscos, ya que el objetivo primordial de dichos sistemas es la remoción de la materia orgánica y ésta, para la agricultura, ha mostrado ser un acondicionador y formador de suelos orgánicos, además de amortiguar algunos efectos negativos de compuestos tóxicos.

Aunque cualquier nivel de bacterias se puede inactivar, teóricamente, desinfectando con cloro, esta práctica en aguas residuales crudas llega a ser muy costosa, por el contenido de materia oxidable; puede producir halometanos cancerígenos y dañar la biota del suelo. Además se ha encontrado que protozoarios como *entamoeba histolitica* y *giardia* son muy resistentes al cloro.

El tratamiento mínimo a las aguas residuales antes del riego es la sedimentación. Así, el grado de remoción de bacterias va del 10 al 35%; de virus, alrededor del 10%; en protozoarios no es eficiente y de helmintos cerca del 99%

Las lagunas de estabilización son los sistemas de tratamiento más comunes con fines de riego ya que, además de poder ser diseñadas para cualquier grado de remoción de bacterias patógenas, resuelven la necesidad de almacenamiento de aguas residuales en la mayoría de los sistemas de riego agrícola.

La supervivencia de virus en lagunas de estabilización es poco conocida. Los estudios realizados sugieren que tiempos de retención largos, del orden de 30 - 49 días, remueven un porcentaje importante de virus (90 - 97%), especialmente cuando las lagunas son en serie.

Estas lagunas son una mejor opción para la remoción de quistes de protozoarios. De esta manera, se ha logrado un 100% de remoción de quistes del efluente de una serie de 3 lagunas, con un tiempo de retención de 7 días. En cuanto a helmintos, se logró la remoción completa con tiempos de retención mayores de 20 días.

No debe olvidarse que los lodos o sedimentos de la laguna en que se desarrolle este proceso, tendrán una alta densidad de quistes de protozoarios y huevos de helmintos viables, los cuales requerirán un tratamiento apropiado antes de su disposición.

Por otra parte, en las lagunas se reduce hasta un 70% de la concentración de metales como cadmio, cobre, mercurio, plomo y zinc. No se remueven minerales disueltos como nitrógeno y fósforo, lo cual es una ventaja porque estos elementos fertilizan el suelo.

2.2 RECARGA DE ACUIFEROS.- La recarga de acuíferos es uno de los métodos más frecuentes para combinar la reutilización del agua y el aprovechamiento del efluente. La recarga se viene utilizando en muchas zonas como recarga de los abastecimientos de agua subterránea.

En algunas zonas costeras, el rápido desarrollo de la industria y el aumento de la población han provocado una disminución del agua potable subterránea, dando como resultado la presencia de agua salada en los acuíferos de agua dulce. Para recargar los acuíferos y detener esta intrusión se han utilizado, en ocasiones, efluentes tratados. Otro posible uso de los efluentes es la recarga de estratos que contienen petróleo. Se han llevado a cabo grandes investigaciones sobre esta aplicación para mejorar la capacidad de producción de tales estratos.

En México, la Secretaría de Recursos Hidráulicos desde 1956 planteaba la necesidad de fomentar alguna solución al problema del agua potable y evitar de alguna manera daños al subsuelo, a los mantos freáticos y sobre todo el evitar el agotamiento de reservas de agua potable de la ciudad de México.

Para ello se planteaba en aquel entonces, como solución al problema de sobreexplotación, la infiltración de agua al subsuelo; con esto se podría mantener el abastecimiento de agua potable y se frenaría el hundimiento de la ciudad ya que desde entonces se aceptaba que a esto se debía la desecación del subsuelo y que por lo tanto la única manera de frenar este fenómeno era equilibrando las extracciones con nuevas infiltraciones.

Antes de 1952 no se había hecho ningún intento de infiltración al subsuelo, ya en 1956 se propuso la idea de crear pozos de infiltración. Para esta propuesta se presentaron varias ideas en contra argumentando que los pozos que se hicieran no recibirían aguas.

Consideraban que el agua que se extrae de un pozo de explotación es el resultado de la deshidratación del subsuelo que se produce destruyendo su estructura y que, por lo tanto, la sola reinyección al subsuelo no era capaz de reconstruir esa estructura. Sin embargo el agua que se extrae de pozos de explotación proviene principalmente de veneros que corren por capas de aglomerado de arenas o gravas por multitud de conductos a través de los insterticios de sus partículas; y en estos conductos el fenómeno de escurrimiento es perfectamente reversible, pues basta invertir el nivel hidrostático para cambiar el sentido del flujo. Por consiguiente lo único necesario para que un pozo de absorción reciba agua es que llegue hasta capas de suficiente permeabilidad y que se aplique al subsuelo una carga hidrostática superior a la que el manto permeable tenga.

Además la fuerza de gravedad esta a favor de la infiltración, lo que facilita la operación.

La segunda objeción que se hacía de los pozos de infiltración era que el alcance que pudiera tener no llegaría a ser importante ante la magnitud del problema del subsuelo en la ciudad. Sin embargo, había observaciones técnicamente registradas como en Xotepingo, donde se registró una fuerte explotación del acuífero y un patente hundimiento del suelo. En esta zona se implantó un pozo de infiltración, observándose que se detenía el hundimiento, comprobándose también que el agua confinada recobraba su presión hidrostática con pequeños volúmenes que se reinyectaron, dada la característica incompresible del líquido y de la sola recuperación de los niveles de la presión hidrostática que es suficiente para detener el hundimiento del suelo.

La tercera objeción fue que se tendrían serios riesgos de contaminación del subsuelo. Se consideraba que ya existían causas de contaminación debido a fugas de líquidos altamente contaminantes. Sin embargo se afirmaba que en un camino de 15 m de filtración verdadera se detiene cualquier bacteria. Por esta razón se pensaba que los pozos de infiltración no traerían peligro de contaminación del subsuelo.

La cuarta y última objeción señalaba que las modificaciones del grado de salinidad (pH) que producirían las infiltraciones iba a romper la estructura del jaboncillo, produciéndose la separación del agua de las arcillas coloidales y que, por lo tanto, las capas del subsuelo en donde se hicieran infiltraciones sufrirían asentamientos violentos. Los ensayos hechos en laboratorio no probaron que las aguas por infiltrar ocasionaran tal efecto.

Bajo estas consideraciones, la reinyección ofrece una oportunidad importante para reestablecer el equilibrio hidrostático del suelo devolviéndole un volumen importante de agua (pluvial, fluvial o renovada) con fundamento en lo que se ha experimentado en algunos pozos de infiltración a través de los años.

A reserva que se realicen más estudios al respecto, sobre todo en cuanto a los cambios que pueda experimentar el subsuelo, esta opción, que desde hace tiempo ha sido planteada, es factible que pueda ser retomada a niveles importantes.

2.3 REUTILIZACION INDUSTRIAL.- La industria en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México requiere del 16% del agua disponible para el valle, ya sea extraída del acuífero o de la que se recibe de otras cuencas. La zona de mayor concentración se localiza al norte del D.F. resaltando las siguientes industrias: alimentos, textiles, celulosa y papel, químicos, materiales no metálicos, hierro y acero entre otras. Muchas de estas industrias no necesariamente requieren de agua potable para sus procesos de producción. Al usarla, acaparan el agua que bien puede distribuirse en otras áreas de la población con mayores necesidades. Como una alternativa adecuada para la industria se encuentra el tratamiento de aguas residuales que la misma industria genera, y que por medio de un tratamiento especial puede llegar a sustituir el agua potable por agua tratada, lo que a la larga repercutiría en un ahorro del líquido, de energía y de costos en general.

La economía en la reutilización industrial del agua se puede mejorar mediante reducción de los volúmenes de aguas residuales, recuperación del agua o de los subproductos, y la utilización de las aguas residuales.

La recuperación del agua para volverla a usar es común en la industria. El agua desechada de enfriamiento se emplea nuevamente después de la remoción del calor por aeración, evaporación o refrigeración. La recirculación incluyendo tratamiento para prevenir un aumento excesivo de la materia disuelta y en suspensión, la deposición de incrustaciones y los crecimientos orgánicos con frecuencia es menos costosa que el empleo en un solo paso del agua. El uso múltiple, establecido generalmente después de una purificación intermedia o parcial, se ejemplifica por las "aguas blancas" que proceden de las máquinas formadoras de papel, las aguas de los canales conductores o de lavado en el procesamiento de las legumbres y las aguas de enjuague en el acabado de los metales. Los enjuagues a contracorriente de partes recubiertas electrolíticamente, pueden de hecho, permitir tres o más ciclos de la misma agua sin su purificación o bombeo.

La recuperación de componentes, que de otra forma se desperdiciarían también es común. Algunos se pueden retornar al mismo proceso de manufactura; el primer enjuague después del cromado constituye un ejemplo, especialmente en los sistemas a contracorriente. Este se puede conservar para acumular un contenido sustancial de ácido crómico antes de que sean concentrados por evaporación parcial para una reutilización directa en los baños de cromado. También merecen la recuperación las aguas procedentes del lavado de los cristales y precipitados de los procesos químicos, incluyendo al azúcar.

Algunos contaminantes de las aguas residuales que no son recuperables para que se les utilice nuevamente, se pueden

recuperar como subproductos comerciales, por ejemplo, los productos principales de destilerías, son los materiales alimenticios manufacturados a partir de los granos y licores residuales que anteriormente se desechaban. Sin embargo, el mercado existente para los posibles subproductos frecuentemente es limitado o inestable. Además, el mercado de los subproductos a menudo es muy distinto al mercado del producto primario, y puede requerir una organización diferente de producción, ventas y administración. También se debe reconocer que la formación de una sola compañía manufacturera puede ser suficientemente amplia para saturar el mercado de un subproducto especializado. Sin embargo, la recuperación de los subproductos sigue siendo un reto valioso.

La mayor parte de las aguas de enjuague son susceptibles de disminuirse en volumen. Un ejemplo de primer orden consiste en la introducción del enjuague a contracorriente. Otros ejemplos son:

- 1.- La sustitución de los atomizadores por tanques de inmersión.
- 2.- La sustitución de las aspersiones en forma de bruma por chorros compactos.
- 3.- La sustitución de la aspersión intermitente a corto plazo por la atomización continua de larga duración para cada pieza de la producción.

Prolongar el tiempo permitido para el escurrimiento de los recipientes y de los tanques de proceso ayuda también a la recuperación de materiales valiosos, así como su exclusión de las aguas residuales.

Colaborando a la par, la buena limpieza y el mantenimiento, así como un buen diseño y práctica de la ingeniería pueden prevenir o contener las salpicaduras, los derrames, goteos y otras pérdidas evitables. La limpieza en seco de los sólidos derramados de los polvos emanados del equipo y de los pisos puede ser menos satisfactoria que su lavado mediante agua con mangueras, pero aparta grandes cantidades de sólidos contaminantes de los drenajes de la planta. Como mínimo, una limpieza en seco deberá preceder al lavado. La práctica de una buena limpieza ya no constituye sino una práctica común. Sin embargo, los resultados pueden ser sorprendentemente benéficos.

2.4 INDICES DE CALIDAD DE AGUAS RENOVADAS.- En forma preliminar y con el fin de tener una idea de las características físicas, químicas y biológicas que debe reunir el agua para un determinado uso, se ha estructurado un índice de calidad de las aguas renovadas ICARen, definido por la expresión:

$$ICARen = Ln \left(\sum_{i=1}^n ((C_i/Co)+1)^3/n \right)$$

donde:

ICARen.- Índice de calidad de las aguas renovadas, adimensional

C_i.- Concentración del i-ésimo compuesto químico y/o contaminante biológico presente en el agua, en mg/lt o en No. de organismos/lt.

Co.- Criterio de concentración del i-ésimo compuesto químico y/o contaminante biológico para el agua potable, en mg/lt o en No. de organismos/lt.

n.- Número de compuestos químicos y/o cointaminantes biológicos involucrados en determinado uso.

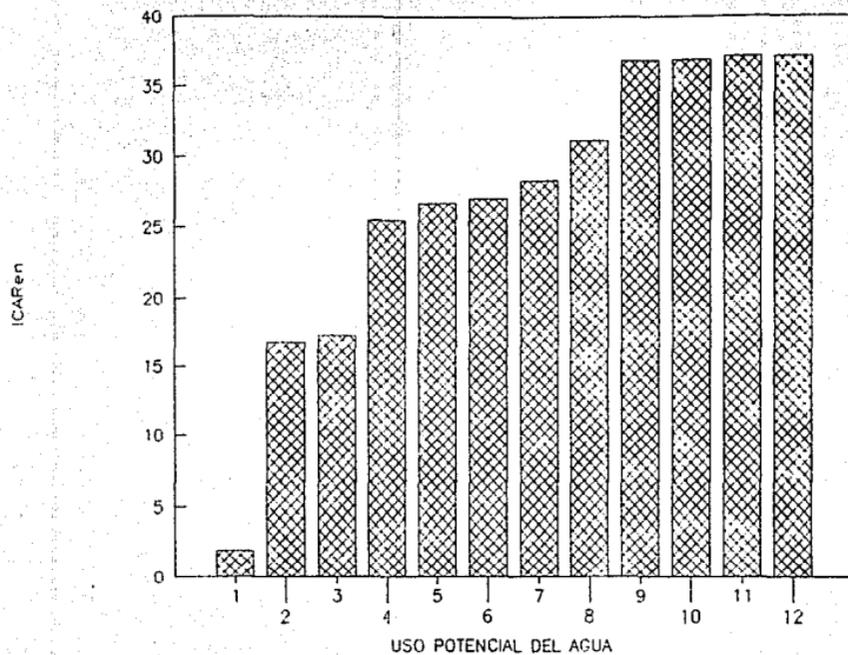
Este índice, aplicado a los criterios que sancionan la calidad física, química y biológica de las aguas renovadas, alcanza los valores que se muestran en la figura y en la tabla 2.4. Como se puede ver, algunos usos tienen ICARen similares, pero no sancionan los mismos contaminantes. Por otro lado, la curva que describe la relación uso - ICARen tiende a un valor límite del índice de aproximadamente 38.0, de lo que se infiere que cualquier agua que supere este valor se debe considerar no apta para uso alguno.

INDICES DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL RENOVADA

No.	USO POTENCIAL	ICARen
1	POTABLE	1.94
2	PRODUCCION DE VAPOR	16.75
3	ENFRIAMIENTO	17.25
4	ACUACULTURA Y PESCA	25.45
5	NATAACION	26.67
6	ABREVADEROS	27.00
7	RIEGO DE CULTIVOS PARA CONSUMIR CRUDOS	28.32
8	AGUA MUNICIPAL NO POTABLE	31.10
9	RIEGO DE HUERTAS Y VIÑAS	36.75
10	RIEGO DE FORRAJES, CULTIVOS INDUSTRIALES Y AREAS VERDES	36.77
11	NAVEGACION DEPORTIVA	37.02
12	LLENADO DE LAGOS DE RECREO	37.02

TABLA 2.4

FIGURA 2.4 USOS DEL AGUA E ICARen



CAPITULO 3.- PRETRATAMIENTO.

3.1 DETERMINACION DE CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES.- La determinación de la cantidad de aguas residuales a eliminar de una comunidad es fundamental para el proyecto de instalaciones de captación, bombeo, tratamiento y evacuación. Además, para poder realizar estos proyectos con éxito, se deberá disponer de datos precisos sobre las cantidades actuales y las previstas en un próximo futuro si dichas instalaciones desean realizarse adecuadamente y sus costos deben repartirse equitativamente. Para abordar la metodología necesaria para establecer los caudales de aguas residuales, este inciso se ha dividido en cinco secciones principales que tratan de : 1) preparación de planes de saneamiento generales; 2) estudios de población; 3) consumo de agua; 4) caudales de aguas residuales, y 5) infiltración de agua subterránea.

Cabe mencionar que no se trata el desalojo de aguas pluviales en este inciso. El alejamiento de las aguas residuales y pluviales se resuelve en general en forma separada; de acuerdo con lo establecido por la Ley Federal de Aguas. Las primeras deben someterse a un tratamiento y las segundas, cuyos volúmenes son mucho mayores, únicamente deben ser desalojadas.

3.1.1 Planes generales de saneamiento.- Un plan general de saneamiento se elabora con la finalidad de permitir un desarrollo ordenado de las instalaciones de captación, tratamiento y evacuación que satisfaga las necesidades de una comunidad durante muchos años.

Un plan general de saneamiento para una comunidad incluye cinco partes que tratan de: 1) datos sobre el crecimiento de la comunidad en el pasado, presente y proyecciones a futuro; 2) breve descripción y evaluación de las instalaciones existentes; 3) establecimiento de criterios para la elaboración del proyecto; 4) instalaciones propuestas o recomendadas, y 5) programa de ejecución.

CRECIMIENTO DE LA COMUNIDAD.- La proyección de la población, los modelos de utilización del suelo y las tendencias económicas, tanto regionales como locales, deberán valorarse como integrantes de un plan general. Los datos derivados de un análisis de estos factores servirán como base para la elección de criterios en la elaboración del proyecto.

INSTALACIONES DE SANEAMIENTO EXISTENTES.- Es preciso realizar un inventario de las instalaciones existentes para establecer sus condiciones de uso y determinar cómo pueden integrarse de la mejor manera en el plan general.

CRITERIOS DE PROYECTO.- Los criterios más importantes que deben seleccionarse (o establecerse) al preparar un proyecto

son: 1) los relacionados con el rendimiento y diseño funcional de las instalaciones de saneamiento, y 2) periodo de vida del proyecto. Se establecen criterios de diseño para instalaciones de tratamiento y evacuación que se ajustan a las normas y requisitos regionales, federales o estatales sobre la calidad del agua y también con respecto a la calidad de las aguas receptoras.

La construcción de obras de saneamiento origina fuertes inversiones, por lo cual deben proyectarse para servir eficientemente a un número de habitantes mayor que el existente.

Consecuencia de ello es que el lapso en que se proyecte proporcionar servicio eficiente sea amplio, pero no demasiado, porque el costo de la obra aumentaría notablemente.

Considerando lo anterior, las erogaciones que se realicen se deberán hacer con cargo a todos los usuarios (actuales y futuros) del servicio de acuerdo con el estudio financiero que se haya realizado. La determinación del periodo de tiempo durante el cual se proyecte proporcionar servicio eficiente suele llamársele periodo económico de la obra; este periodo debe tomarse también atendiendo a la vida útil de los materiales que se utilicen en la construcción del sistema y a la del equipo mecánico necesario para operarlo, pues de otra manera, los costos de reparaciones pueden hacer incosteable el funcionamiento del sistema.

El periodo económico de un proyecto de saneamiento se determina con el auxilio del estudio de factibilidad técnica y económica que en cada caso particular se realiza; su valor queda generalmente comprendido entre los siguientes:

- Para localidades de 2500 a 15000 usuarios: 6 a 10 años
- Para poblaciones con más de 15000 usuarios: 15 a 20 años

Actualmente en sistemas bien operados, se considera para los equipos electromecánicos una vida útil de 10 a 15 años.

INSTALACIONES DE SANEAMIENTO RECOMENDADAS. - Es responsabilidad del ingeniero sanitario la recomendación de las instalaciones de saneamiento precisas en base al análisis de las futuras tendencias, tras el examen de las instalaciones actuales y de los criterios de proyecto seleccionados. En la mayoría de los planes generales, se recomiendan instalaciones para necesidades a largo y corto plazo. Por supuesto, las recomendaciones a largo plazo deben ser flexibles y fáciles de adaptar a las condiciones cambiantes. Por esta razón, se proponen por lo general más de uno o dos planes.

PROGRAMA DE EJECUCION.- Uno de los aspectos más difíciles de la planificación general es la elaboración de un programa de ejecución. Para realizar con éxito un programa, el ingeniero debe reconocer las necesidades y metas de la comunidad así como las limitaciones ambientales dentro de las que el sistema deberá funcionar.

3.1.2 Estudio de población.- La cantidad de aguas residuales a eliminar de una comunidad depende de la población y de la contribución per cápita. Por tanto, si se desea prever con buena aproximación la cantidad de aguas residuales será imprescindible llevar a cabo detallados estudios de población.

FUENTES DE INFORMACION.- Se pueden obtener datos de población de las siguientes fuentes:

- Censo decenal
- Comisiones municipales o provinciales de planificación
- Cámaras de comercio
- Listas de votantes
- Correos
- Periódicos
- Servicios públicos
- Sucursales bancarias

DENSIDAD Y DISTRIBUCION DE LA POBLACION.- La distribución de la población en una comunidad depende de las características de sus ingresos, educación y empleo; el uso de la tierra y distribución de la zona dentro de la comunidad, y la influencia de las tendencias socioeconómicas nacionales.

La densidad dentro de una misma ciudad puede variar y es difícil calcular los cambios futuros. Por ejemplo, una zona residencial actual puede transformarse en la década siguiente en zona comercial o fabril.

Las diferencias de planteamiento de las ciudades en cuanto a la extensión de sus límites han sido muy marcadas. Una población diseminada incrementa el costo de los servicios públicos, además de presentar una mayor dificultad cuando se trata de prever exactamente la tendencia y grado de desarrollo así como el aumento de la población.

PREVISIONES DE POBLACION.- La selección del método de previsión de la población depende de la cantidad de tipos de datos disponibles. Los métodos más frecuentemente utilizados pueden clasificarse en:

- 1.- Gráficos
- 2.- Tasa decreciente de crecimiento
- 3.- Matemático o logístico
- 4.- Proporción y correlación
- 5.- Componentes

Por otro lado, la estimación de la población de proyecto se deberá hacer para un periodo económico de 6 a 20 años, en relación a la magnitud y características de la localidad por servir y el costo probable de las obras.

1.- *Métodos gráficos:* En estos métodos, las proyecciones gráficas de las curvas del crecimiento de población en el pasado se utilizan para calcular el crecimiento futuro. Los métodos utilizados que se incluyen dentro de esta categoría son: proyección aritmética; proyección geométrica; previsiones basadas en líneas de regresión lineal de mínimos cuadrados, y métodos de comparación que hacen uso de las curvas del crecimiento de ciudades semejantes aunque mayores. Las principales ventajas de los métodos gráficos son su simplicidad y facilidad con que pueden aplicarse. Deberá, sin embargo, hacerse notar que los resultados obtenidos tienden a fluctuar sobre un amplio intervalo.

2.- *Método de la tasa decreciente de crecimiento:* Se ha podido comprobar que, por regla general, cuanto mayor se hace una ciudad menor será la tasa anual de crecimiento. En este método, se estima una población de saturación y se calcula la constante k_d de esta tasa. Por lo general, la suposición de una tasa decreciente de crecimiento es uno de los métodos más confiables para estimar futuras poblaciones, especialmente si se comprueba basando la predicción en la experiencia de ciudades comparables que han excedido ya la población actual de la ciudad que se está considerando.

3.- *Métodos matemáticos:* En los métodos matemáticos o también llamados logísticos se acepta la suposición de que el crecimiento de la población obedece a algunas relaciones matemáticas lógicas según las cuales el crecimiento de la población es función del tiempo.

En resumen, los procedimientos más frecuentes al usar estos métodos son los siguientes: 1) la población de saturación final se calcula para el área en cuestión; 2) se realiza una gráfica de la población en relación con el tiempo, mostrando los datos de la población pasada así como el valor de saturación calculado, y 3) se traza la curva que ajusta los valores de población en el pasado y el valor de saturación. Una de las curvas más frecuentemente utilizadas es la llamada en forma de S o curva logística S.

La fase más crítica al utilizar este método es la determinación de la población de saturación. Al igual que en los métodos gráficos, el principal inconveniente de los métodos matemáticos es que no reflejan adecuadamente los cambios y tendencias actuales.

4.- *Método de proporción y correlación:* Se supone en este método que la tasa del crecimiento de la población de una

comunidad cualquiera puede relacionarse con la de una zona mayor. Así, utilizando un adecuado factor de escala, pueden hacerse estimaciones de población elaboradas para zonas mayores con objeto de calcular el crecimiento de la población de zonas más pequeñas. Como se deduce del nombre de este método, los factores escalares utilizados se basan por lo general en simples relaciones, o bien, se derivan de estudios sobre correlación.

5.- Método de las componentes: En este método, la predicción se basa en un análisis detallado de las componentes que determinan el crecimiento vegetativo. El incremento vegetativo es el que experimenta una población como resultado del exceso de nacimientos sobre el de defunciones.

Por otro lado, la migración representa el movimiento de personas que entran o salen de una comunidad. Casi todos los factores anteriormente discutidos (véase <<Planes generales de saneamiento>>) afectarán a la migración y, por esta razón, la determinación exacta de este factor es extremadamente compleja. Esta complejidad limita el uso del método de las componentes para cálculos rutinarios de población.

Las matemáticas básicas de los métodos descritos anteriormente se presentan a continuación:

Método aritmético

$$P_p = P_n + k_a(tp - t_n)$$

$$k_a = (P_n - P_{n-1}) / (t_n - t_{n-1})$$

P_p .- población proyectada

P_n .- población del último registro

k_a .- constante de crecimiento aritmético

t_p .- año proyectado

t_n .- año del último registro

Método geométrico

$$\ln P_p = \ln P_n + k_g(tp - t_n)$$

$$k_g = (\ln P_n - \ln P_{n-1}) / (t_n - t_{n-1})$$

k_g = constante de crecimiento geométrico

Tasa decreciente de crecimiento

$$P_p = S - (S - P_n)e^{-k_d(tp - t_n)}$$

$$k_d = (-\ln((S - P_n) / (S - P_{n-1}))) / (t_n - t_{n-1})$$

kd = constante de crecimiento geométrico
 S = población de saturación

Logístico S

$$P_p = S / (1 + m e^{b(tp - tn - 2)})$$

$$S = (2 * P_{n-2} * P_{n-1} * P_n - P_{n-1}^2 (P_{n-2} + P_n)) / (P_{n-2} * P_n - P_{n-1}^2)$$

$$m = (S - P_{n-2}) / P_{n-2}$$

$$b = (1/x) \ln((P_{n-2}(S - P_{n-1})) / (P_{n-1}(S - P_{n-2})))$$

m, b = constantes

x = número de años entre P_{n-1} y P_{n-2}

Ejemplo 3.1.2 Proyección de una población

Calcúlese la población de una ciudad en 1995 utilizando los siguientes métodos: 1) proyección aritmética; 2) proyección geométrica; 3) tasa decreciente de crecimiento, y 4) logístico S.

Año	Población
1940	4411
1950	6193
1960	6629
1970	19351
1980	39418

Solución:

1.- Proyección aritmética: Para una proyección aritmética, ka se determina para dos intervalos reales de tiempo, 1970 - 1980 y 1960 - 1970

$$ka_1 = (39418 - 19351) / 10 = 2006.7$$

$$ka_2 = (19351 - 6629) / 10 = 1272.2$$

Se calcula un valor medio de ka:

$$ka = 1639.45$$

Determinación de la población de 1995 por proyección aritmética:

$$P_{t2} = P_{t1} + ka(t_2 - t_1)$$

t₂ = 1995

t₁ = 1980

$$Pt2 = 39418 + 1639.45(15)$$

$$Pt2 = 64010 \text{ habitantes}$$

2.- Proyección geométrica.- Determinación de la constante de crecimiento geométrico durante 1970 - 1980

$$kg = (\ln 39418 - \ln 19351)/10 = 0.0711$$

y la población de 1995 por proyección geométrica:

$$\ln Pt2 = \ln Pt1 + kg(t2 - t1)$$

$$t2 = 1995$$

$$t1 = 1980$$

$$\ln Pt2 = \ln 39418 + 0.0711(15) = 11.65$$

$$Pt2 = 114599 \text{ habitantes}$$

3.- Tasa decreciente de crecimiento.- Supongamos una población de saturación de 50,000 hab. Determinación de kd a partir de las poblaciones de 1980 y 1970.

$$kd = (-\ln ((50000-39418)/(50000-19351)))/10 = 0.1063$$

Determinación de la población de 1995 por el método de la tasa decreciente de crecimiento.

$$Pt2 = S - (S - Pt1)e^{-kd(t2-t1)}$$

$$Pt2 = 50000 - (50000 - 39418)e^{-0.1063(15)}$$

$$Pt2 = 47852 \text{ hab}$$

4.- Logístico S.- Determinación de S usando P2 = 39418; P1 = 19351, y P0 = 6629 durante los años 1980, 1970 y 1960 respectivamente.

$$S = \frac{2(6629)(19351)(39418) - 19351^2(6629 + 39418)}{(6629)(39418) - 19351^2}$$

$$S = 63008$$

Determinación de m y b

$$m = (63008 - 6629)/6629 = 8.505$$

$$b = (1/10)\ln((6629(63008 - 19351))/(19351(63008 - 6629)))$$

$$b = -0.1327$$

Determinación de la población de 1995 utilizando el método logístico S

$$P = 63008 / (1 + 8.505e^{-0.1327(dt)})$$

$$dt = 1995 - 1960 = 35$$

$$P = 58245 \text{ habitantes}$$

3.1.3 Consumo de agua.- Puesto que las aguas residuales provienen fundamentalmente del agua utilizada, debe estimarse la cantidad de agua de abastecimiento que entra a las alcantarillas. Para lo anterior se tomarán en cuenta, al determinar las cantidades de agua que se requieran para las condiciones inmediata y futura de la localidad, los valores que para la dotación indica la tabla siguiente, valores que están en función del clima y del número de habitantes considerados como población de proyecto.

Población de proyecto (Habitantes)	Tipo de clima		
	Cálido	Templado	Frío
De 2500 a 15000	150	125	100
De 15000 a 30000	200	150	125
De 30000 a 70000	250	200	175
De 70000 a 150000	300	250	200
Más de 150000	350	300	250

Las dotaciones anteriores deben ajustarse a las necesidades del lugar, a sus posibilidades físicas, económicas, sociales y políticas de acuerdo con el estudio de factibilidad que se realice de cada localidad.

Por lo general de un 75 a un 80% del consumo de agua se transformará en agua residual. Se considera que el 25 o 20% restante se pierde antes de llegar a los conductos.

3.1.4 Caudales de aguas residuales.- Los caudales de aguas residuales se establecen considerando la procedencia, las tasas correspondientes de utilización de agua, y el tipo y estado de las alcantarillas. Las variaciones que puedan producirse en los caudales deben fijarse antes de que se proyecten las instalaciones de tratamiento y las alcantarillas.

PROCEDENCIA DE LAS AGUAS RESIDUALES

- Zonas residenciales
- Instalaciones públicas
- Instalaciones de tipo recreativo
- Zonas comerciales
- Zonas industriales

Cabe destacar que, cuando se trate de áreas industriales, se tomará la aportación de ellas considerando la posibilidad de regular y tratar sus caudales dentro de las propias factorías, antes de conectar sus descargas a la red municipal.

VARIACIONES EN EL CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES

Variación diaria y semanal.- La curva de descarga de aguas residuales se parece mucho a la curva de consumo de agua, si bien con un retraso de varias horas siempre y cuando la entrada de caudales externos sea mínima. Aparte del día en que normalmente se hace el lavado de ropa, la variación semanal de caudal es inapreciable.

Variación horaria.- El caudal horario de aguas residuales refleja la variación en el consumo de agua durante el día. Los caudales mínimos tienen lugar entre las 2 y las 6 horas de la madrugada y los máximos hacia medio día. Una segunda hora punta suele ser de 8 a 9 de la noche; sin embargo, ésta varía según el tamaño de la ciudad y la longitud de sus alcantarillas.

Gasto medio diario.- La cuantificación del gasto medio de aguas residuales se hará en función de la longitud acumulada de tuberías tributarias o del área acumulada servida, de la densidad de población y del tipo de uso del área que cubra el servicio.

Las expresiones para calcular el valor del gasto medio diario son:

$$Q_{med} = (A_p * L * D_l) / 86400 \text{ lps}$$

$$Q_{med} = (A_p * A * D_a) / 86400 \text{ lps}$$

donde:

A_p = Aportación de aguas residuales (lt/hab/día)

L = Longitud, en km, acumulada a servir hasta el punto considerado en el recorrido del conducto.

A = Área, en ha, acumulada servida hasta el punto considerado en el recorrido del conducto.

D_l = Densidad de población, en hab/km

D_a = Densidad de población, en hab/ha

Gasto mínimo.- En los proyectos generalmente se considera como gasto mínimo la mitad del gasto medio, pero para hacer un estudio más riguroso, sobre todo en aquellos casos que se tengan pendientes muy pequeñas o muy grandes, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas

residuales por conducir, la descarga de un excusado, que es de 1.5 lps en la inteligencia de que además, se considera que el número de descargas simultáneas al alcantarillado está de acuerdo, según el diámetro del conducto receptor, con las hipótesis de la siguiente tabla:

Diámetro (cm)	No. descargas simultáneas	Aportación por descarga (lps)	Gasto mínimo aguas residuales (lps)
20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3.0
38	2	1.5	3.0
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12.0
91	12	1.5	18.0
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45.0
183	38	1.5	57.0
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5

Los gastos mínimos que consigna esta tabla son siempre menores que los considerados como mínimos por la siguiente expresión:

$$Q_{min} = 0.5Q_{med}$$

escurriendo por lo tanto en el conducto estos últimos gastos, con mayores velocidades y tirantes que aquellos con que lo hagan los contenidos en la tabla.

Gasto máximo instantáneo.- La estimación del gasto máximo instantáneo se hace afectando, con un coeficiente "M", al gasto medio, por lo que:

$$Q_{max.inst.} = MQ_{med}$$

Este coeficiente, llamado "coeficiente de Harmon", cuantifica la variación máxima instantánea de las aportaciones de aguas residuales. Se empleará hasta una población de 182,250 habitantes, pues para mayor cantidad de usuarios, este coeficiente será constante e igual a 1.80.

Cuando la población servida por el conducto sea menor de 182,250 usuarios, las expresiones que proporcionan el valor de "M" son, de acuerdo con Harmon:

$$M = 1 + 14/(4 + p^{0.5})$$

$$M = 1 + 14/(4 + (L D1/1000)^{0.5})$$

$$M = 1 + 14 / (4 + (A \text{ Da} / 1000)^{0.5})$$

donde:

M = Coeficiente de variación del gasto máximo de aguas residuales con relación al medio.

P = Población servida en miles de usuarios

Gasto máximo extraordinario.- En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos y su valor debe calcularse multiplicando el gasto máximo instantáneo por el coeficiente de seguridad, es decir:

$$Q_{\text{max.ext.}} = C Q_{\text{max.inst.}}$$

donde:

C = coeficiente de seguridad

Generalmente en los proyectos de redes de alcantarillado se considera un margen de seguridad previendo los excesos en las aportaciones que puede recibir la red por concepto de aguas pluviales domiciliarias, o bien residuales, producto de un crecimiento demográfico explosivo.

Los valores de este coeficiente de seguridad varían de 1 a 2. En los proyectos se utiliza el valor de 1.5.

3.1.5 Infiltración de agua subterránea.- El agua de infiltración es una componente variable de las aguas residuales y depende de la calidad de los materiales y mano de obra utilizados en las conexiones con los edificios y alcantarillas, del tipo de mantenimiento y de la elevación del nivel freático comparado con el de las alcantarillas.

En los casos en que el nivel del manto de aguas freáticas esté muy alto y que sea necesario instalar las tuberías dentro de la zona de influencia de éste, el caudal que por concepto de infiltraciones debe sumarse al de aguas residuales para determinar la capacidad que se requiere de las tuberías, puede estimarse de acuerdo con lo siguiente:

Los valores de la infiltración pueden variar de 11,800 lt/km/día a 94,400 lt/km/día; estas cantidades equivalen a una variación de 0.136 lt/seg/km a 1.092 lt/seg/km, pudiendo en la mayoría de los casos en que se considere, tomar el valor medio de 0.614 lt/seg/km.

3.2 PROYECTO DE ALCANTARILLAS.- Los medios empleados para la conducción de aguas pluviales y residuales pueden clasificarse del siguiente modo: 1) alcantarillas destinadas a recibir aguas residuales industriales y domésticas pero no las aguas pluviales; 2) alcantarillas unitarias o mixtas para recibir aguas residuales industriales y domésticas así como aguas pluviales, y 3) alcantarillas pluviales para transportar agua pluvial y subterránea, con exclusión de aguas residuales domésticas e industriales. En este inciso nos ocuparemos solamente del primer modo.

3.2.1 Alcantarillas para aguas residuales.- Al proyectar una red de saneamiento, el ingeniero deberá por lo general llevar a cabo las siguientes fases:

- 1.- Informaciones básicas preliminares.
- 2.- Consideraciones en torno al proyecto.
- 3.- Selección de datos y criterios básicos del proyecto.
- 4.- Proyecto de las alcantarillas.
- 5.- Preparación del pliego de condiciones, prescripciones y planos del proyecto

INFORMACIONES BASICAS Y PRELIMINARES.- Es aconsejable efectuar un estudio previo general de la zona de que se trate, no solo para obtener los datos requeridos por el ingeniero proyectista y la empresa constructora sino también para disponer de auténtica información respecto de las condiciones locales antes de iniciar la construcción de la red, información que, posteriormente, podrá ser muy útil en caso de reclamaciones y deterioros. Es importante también, al comienzo de los trabajos técnicos, procurar reunir todos los mapas y planos que contengan información sobre la zona.

Trabajo en el campo.- Si no se dispone de planos adecuados, será preciso proceder a su levantamiento. Los levantamientos de planos indicarán la situación de calles, callejones, líneas de tren, edificios y parques públicos, estanques, ríos, desagües y otros detalles y estructuras que puedan influir o ser influenciados por la red de alcantarillado. En algunos casos es necesario mostrar los linderos de propiedad.

Un sistema preciso, completo y permanente de niveles de referencia deberá establecerse a lo largo de toda el área que desee cubrirse con la red de saneamiento propuesta. Deberá colocarse, igualmente, un mojón de piedra en cada manzana de todas las calles por las que vaya a pasar una alcantarilla y en donde se hayan de obtener posteriormente detalles topográficos. A continuación se levantarán los perfiles longitudinales de todas las calles existentes, con el objeto de estudiar las pendientes.

En algunos casos deberán realizarse mediciones topográficas para el trazado de un plano con curvas de nivel a intervalos de 0.5, 1, 5 o 10 m, según la pendiente del terreno. Por lo

general, las cotas de la superficie de las calles y callejones son suficientes en las intersecciones de las calles, en todos los puntos altos y bajos, y en los cambios de rasante; así pues, no siempre son necesarias las curvas de nivel. Las cotas de los lechos de arroyos, acequias, canales y alcantarillas deben ser comprobadas y se determinarán los niveles de agua normal y máximo esperados.

También convendrá tomar notas sobre el estado de las estructuras existentes. Las profundidades de los cimientos de edificios también se determinarán; se registrarán el tipo, edad y estado de los pavimentos de las calles en las que se vayan a colocar alcantarillas. Deberá disponerse de información sobre la situación de las conducciones de agua, gas, eléctricas y otros servicios subterráneos.

Se reunirán los datos sobre lluvias y escurrimiento locales y cuando dichos datos no sean adecuados, se tomarán medidas "in situ" si fuere factible. La información sobre aguas freáticas deberá recogerse y, en caso de depresiones, convendrá hacer sondeos que den a conocer las condiciones del agua freática.

El tipo de terreno en el que se vayan a construir las alcantarillas debe conocerse con seguridad con objeto de calcular el costo de excavación.

Deberá obtenerse información completa sobre los salarios de mano de obra local, tanto especializada como no especializada, costo de suministros de materiales de construcción así como del costo de construcción de una obra semejante ya realizada. Se pedirán tarifas por alquiler de camiones y equipo y también sus precios de transporte. Esta información facilitará la preparación de presupuestos.

Preparación de planos y perfiles.- El trabajo de preparación de planos y perfiles preliminares deberá comenzar tan pronto como sea posible durante la ejecución del trabajo en el campo, de modo que los estudios previos al proyecto puedan iniciarse antes de que aquél finalice. Por regla general, los planos a escala 1:2,000 son suficientemente grandes para permitir que los datos aparezcan con el necesario detalle; no obstante, se hará necesaria una escala 1:500 cuando se presenten muchas estructuras subterráneas y convenga mayor claridad.

En los planos deberán figurar las curvas de nivel cuando éstas se necesiten, o las cotas de las calles; todas las calles, líneas de ferrocarril, edificios, tuberías, conducciones, entradas a galerías de servicios y colectores así como los nombres de las calles, parques, edificios públicos y cursos de agua. Deberá indicarse la dirección del norte.

Cuando se dibujen curvas de nivel, deberán situarse a intervalos suficientemente pequeños para permitir al proyectista la preparación de perfiles longitudinales de calles con una precisión razonable; por ejemplo, si la pendiente es del 6% o menor, el plano deberá tener representadas las curvas de nivel a intervalos de 0.5 m, pero si aquella fuese mayor bastará con intervalos de 1 m. Los puntos más altos de las calles deberán señalarse y sus cotas darse al centímetro e igualmente figurarán los puntos bajos.

Antes de los correspondientes cálculos se prepararán las hojas de perfiles mostrando la superficie del terreno a lo largo del cual se ha de tender la alcantarilla.

CONSIDERACIONES EN TORNO AL PROYECTO.- Las principales consideraciones a tener en cuenta en el proyecto de una red de saneamiento son: cálculo del caudal máximo de aguas residuales, valoración de los factores locales que puedan afectar al funcionamiento hidráulico del sistema y evaluación de otros posibles proyectos. En la mayoría de los casos, la determinación final de estos factores de proyecto se basará en los datos e información obtenidos en los estudios previos.

Caudales de proyecto de aguas residuales.- Las alcantarillas se proyectan para los caudales esperados en el futuro que se indican a continuación:

- 1.- Caudal máximo de aguas residuales domésticas para toda la zona de servicio durante un periodo de tiempo especificado.
- 2.- Margen de infiltración para toda la zona de servicio.
- 3.- Caudales máximos adicionales procedentes de zonas comerciales e industriales.

En el inciso 3.1 se discutió el modo de realizar los cálculos para la evaluación de los caudales de aguas residuales.

Elección de la fórmula de dimensionado.- Las fórmulas de Manning y Kutter son las más utilizadas en el dimensionado de alcantarillas. La fórmula de Manning se emplea más que la de Kutter, en parte debido a su sencillez y también al hecho de que ambas fórmulas dan básicamente los mismos resultados. La expresión de la fórmula de Manning es:

$$v = (1/n)R^{2/3}S^{1/2}$$

donde:

V = velocidad media de escurrimiento (m/seg)

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

R = radio hidráulico (m)

S = pendiente del conducto, expresada en la forma decimal

R = A/Pm

A = área hidráulica. (m²)
Pm = perímetro mojado. (m)

Se recomienda utilizar el coeficiente n de Manning de 0.013 para tubos de concreto prefabricado y de 0.016 cuando el tubo sea colado en el lugar.

El valor de n = 0.013 para las alcantarillas se basa en el uso de unidades de tubos que tengan longitudes de tendido no inferiores a 1.5 m, con superficies interiores suaves, y en el supuesto de que los procedimientos de construcción utilizados sean de primera calidad.

Velocidades mínimas. - El caudal de aguas residuales deberá escurrir siempre a velocidad suficiente para evitar la sedimentación de materia sólida en la alcantarilla. Para ello, las tuberías para aguas residuales se proyectan con pendientes que aseguren una velocidad mínima de 0.6 m/seg con sección llena o semillena. La velocidad será inferior a 0.6 m/seg cuando el llenado sea menor que la mitad de la altura.

Siempre que sea posible es aconsejable que la velocidad alcance 1 m/seg o más. La velocidad mínima deberá ser de 1.20 m/seg en los sifones invertidos, cuando el caudal por manejar permita el empleo de varios tubos. En el caso de que el gasto por conducir requiera sólo un tubo del diámetro mínimo permitido de 20 cm, se acepta como velocidad mínima de escurrimiento la de 60 cm/seg. (El sifón es una estructura que se construye para salvar accidentes topográficos, o de otra índole, que impidan la instalación de tuberías en condiciones normales)

La eliminación continua de lodo y materiales duros de las alcantarillas es costosa y si tales depósitos no se limpian pueden causar problemas. Por tanto, es aconsejable utilizar siempre pendientes que en todos los casos den lugar a velocidades autolimpiadoras.

Pendientes mínimas. - Las pendientes de las tuberías deben ser tan semejantes como sea posible a las del terreno con objeto de tener excavaciones mínimas.

Cuando las pendientes del terreno sean relativamente suaves, las pendientes y secciones de las alcantarillas se proyectarán de modo que la velocidad aumente progresivamente o, por lo menos, se mantenga constante al pasar de las entradas a la salida de la alcantarilla. Es difícil alcanzar totalmente esta condición debido a las características topográficas. En general, las pendientes mínimas que se indican en la siguiente tabla son adecuadas para conductos de pequeño tamaño en una red de saneamiento:

Diámetro (mm)	Pendiente
200	0.0040

250	0.0030
300	0.0022
375	0.0015
450	0.0012
525	0.0010
600	0.0009
675 y mayores	0.0008

Tamaño mínimo de las alcantarillas.- Evidentemente, la alcantarilla más pequeña deberá ser mayor que los albañales de los edificios de modo que los objetos que atraviesen dichas conexiones puedan pasar fácilmente a través de la alcantarilla. Se recomienda un tamaño mínimo de 0.20 m de diámetro para las alcantarillas sanitarias.

El tamaño más corriente de las conexiones con los edificios es de 0.15 m, aunque también existen conexiones de 0.125 m y 0.10 m de diámetro.

Velocidades máximas.- La acción erosiva de la materia en suspensión depende no solamente de la velocidad a que es arrastrada a lo largo de la alcantarilla sino también a su naturaleza. Ya que esta acción erosiva es el factor más importante a los efectos de la determinación de la máxima velocidad de las aguas residuales, habida cuenta de la seguridad de funcionamiento, se debe considerar la naturaleza de la materia en suspensión.

En la práctica se acepta como pendiente máxima aquella que produce una velocidad de 3 m/seg funcionando lleno o parcialmente lleno el conducto.

Instalaciones complementarias. Pozos de visita.- En las alcantarillas, los pozos de visita deberán estar situados en lugares en que se produzcan cambios de sección, pendiente o dirección.

Siempre que sea posible se evitarán las caídas verticales en la corriente de aguas residuales. Cuando sean necesarias, deberá haber pozos de caída. En tales puntos, las estructuras de concreto deberán estar recubiertas de ladrillos de arcilla vitrificados con objeto de evitar la erosión del concreto.

Las deflexiones necesarias para los diferentes tramos de tubería, deben hacerse por medio de un pozo de visita como se indica a continuación:

- Si el diámetro es de 61 cm o menor, los cambios de dirección hasta de 90 grados de la tubería, podrán hacerse en un solo pozo de visita.
- Si el diámetro es mayor de 61 cm, un pozo puede emplearse para cambiar la dirección de la tubería hasta en 45 grados, si se requiere dar deflexiones más grandes, se emplearán

tantos pozos como ángulos de 45 grados o fracción sean necesarios.

La separación máxima entre dos pozos deberá ser la adecuada para facilitar las operaciones de inspección y limpieza. Se recomiendan las siguientes; de acuerdo con el diámetro: en tramos de 20 a 60 cm de diámetro, 125 m; en los de 76 a 122 cm, 150 m y en los tramos de 1.22 a 2.44 m, 175 m. Estas separaciones podrán incrementarse de acuerdo con las distancias de los cruceros de las calles como máximo un 10% o sea distancias aproximadas de 135, 165 y 200 m. respectivamente.

Pozos de visita con caja de caída adosada, pozos con caída y estructuras de caída escalonada..- Por razones de carácter topográfico o por tenerse determinadas elevaciones fijas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel. Estos se harán en las siguientes formas: por medio de una caída ya sea libre o entubada utilizando en este caso una caja adosada a un pozo de visita; construyendo un pozo con caída o utilizando una estructura con caída escalonada.

El empleo de pozos de visita con caída adosada, de los pozos con caída y de las estructuras de caída escalonada se hará atendiendo a las siguientes consideraciones:

Cuando en el pozo las uniones de las tuberías se hagan eje con eje, o clave con clave no se requiere emplear ninguna de las estructuras mencionadas en el párrafo anterior, uniéndose las plantillas de las tuberías mediante una rápida.

Si la elevación de proyecto de la plantilla del tubo del cual cae el agua es mayor que la requerida para hacer la conexión clave y la diferencia entre ellas no excede el valor de 40 cm, se hará la caída libre dentro del pozo uniéndose las plantillas de las tuberías mediante una rápida, sin utilizar, por lo tanto, ninguna de las estructuras mencionadas; pero en el caso de que esta diferencia sea mayor de 40 cm, para salvar la caída, se empleará alguna estructura de las que se mencionan a continuación:

- Pozo con caída adosada hasta de 2.00 m, para tuberías de 20 a 25 cm de diámetro. Figura 3.2.1(a)
- Pozo con caída en tubería de 0.30 a 0.76 m de diámetro. Figura 3.2.1(b)
- Estructura de caída escalonada de 0.50 a 2.50 m para tuberías de 91 a 244 cm de diámetro. Figura 3.2.1(c)

Si la diferencia de nivel entre las plantillas de tuberías es mayor que las especificadas para los pozos con caída y caja

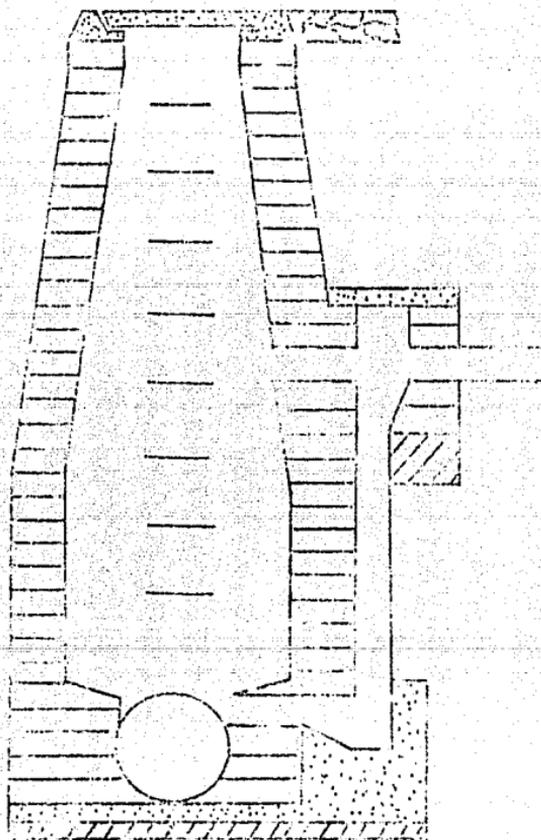


Fig. 3.2.1(a) Pozo con caída adosada hasta de 2m, para tuberías de 20 a 25 cm de diámetro

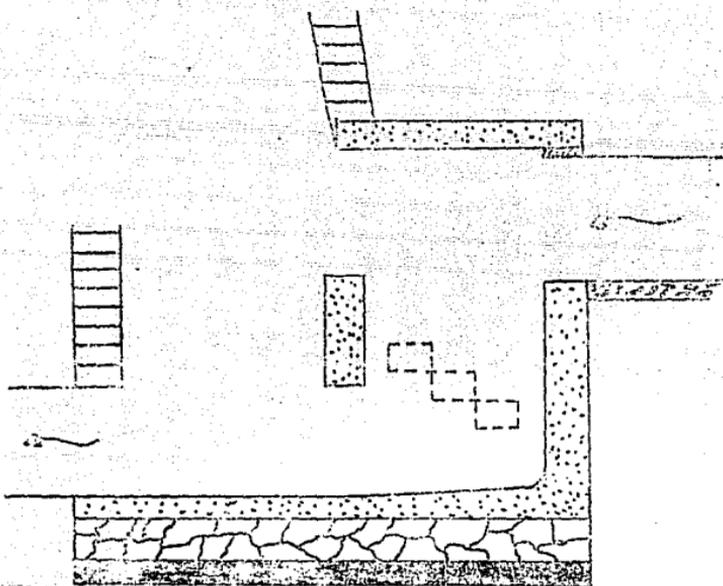


Fig. 3.2.1(b) Pozo con caída en tubería de 0.3 a 0.76m de diámetro.

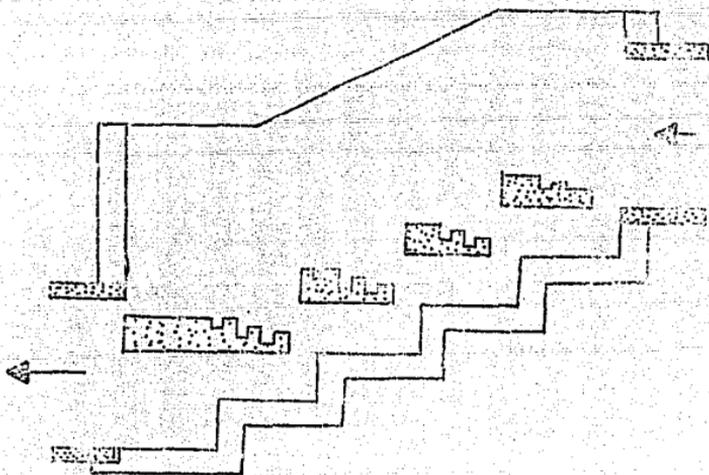


Fig. 3.2.1(c) Estructura de caída escalonada de 0.5 a 2.5 m para tuberías de 91 a 244 cm de diámetro.

de caída adosada, se construirá el número de pozos que sea necesario para ajustarse a esas recomendaciones.

Profundidad mínima de instalación de los conductos.- La profundidad mínima de la zanja será la que se obtenga sumando al colchón mínimo de 90 cm, el diámetro exterior de la tubería y el espesor de plantilla C'. Figura 3.2.1(d)

Diámetros interior y exterior para distintas tuberías

Diámetro interior (cm)	Diámetro exterior (cm)
20	23.8
25	29.4
30	35.0
38	44.4
45	52.6

Espesores de plantilla C'

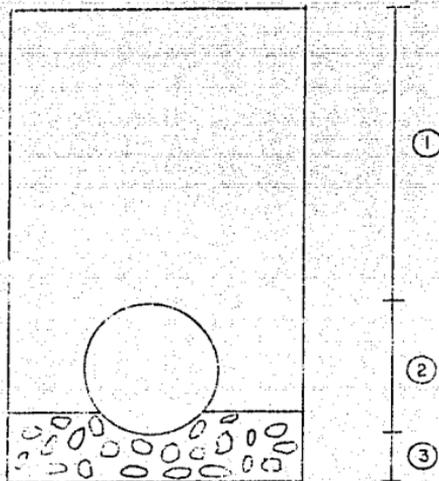
Diámetro interior (cm)	C' (cm)
20	6.5
25	6.6
30	6.8
38	7.5
45	8.2

Otras alternativas del proyecto.- A veces resulta práctico, en determinados proyectos, considerar dos o más concepciones alternativas, como por ejemplo cuando se trata de alguna alcantarilla que atraviese una propiedad privada. En algunos casos, será necesario preparar detalles del proyecto para cada alternativa y efectuar cálculos de costo comparativos antes de tomar una decisión. A menos que exista una marcada ventaja en el costo u otra condición resultante de una ubicación en propiedad privada, no es aconsejable construir alcantarillas fuera de las vías públicas.

PROYECTO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO.- Las fases y datos básicos utilizados en el proyecto de una red de alcantarillado para aguas residuales vienen ilustrados en el siguiente ejemplo:

Ejemplo 3.2.1.- Proyecto de alcantarillas.

Proyectar una red de saneamiento para zona residencial y turística presentada en el plano llamado "Proyecto de alcantarillas". El tamaño mínimo de la tubería es de 0.20 m de diámetro. La velocidad mínima de flujo es de 0.30 m/seg.



- 1.- Colchón mínimo de 90 cm.
- 2.- Diámetro exterior de la tubería.
- 3.- Espesor de plantilla C'.

Fig 3.2.1(d) Espesores de plantilla C'.

La capacidad de las alcantarillas se determinará utilizando la fórmula de Manning con un valor "n" recomendado de 0.013.

Solución:

1.- Determinación de la población a servir. El uso del suelo en este sector está programado de acuerdo a la siguiente tabla.

USO DEL SUELO	CANTIDAD	POBLACION A SERVIR
- Cuartos de hotel	673	1346
- Villas	713	3565

Total = 4911 habitantes

2.- Cálculo del gasto medio.

$$Q_{med} = A_p(\text{No. hab})/86400$$

$$A_p = 150(0.8) = 120 \text{ lt/hab/día}$$

$$\text{No. hab} = 4911 \text{ hab}$$

$$Q_{med} = 120(4911)/86400$$

$$Q_{med} = 6.82 \text{ lps}$$

3.- Cálculo del coeficiente de Harmon

$$M = 1 + 14/(4 + P^{0.5})$$

P = población en miles

$$M = 1 + 14/(4 + 4.911^{0.5})$$

$$M = 3.25$$

4.- Cálculo del gasto máximo instantáneo.

$$Q_{max.inst.} = MQ_{med}$$

$$Q_{max.inst.} = 3.25(6.82)$$

$$Q_{max.inst.} = 22.17 \text{ lps}$$

5.- Cálculo del gasto máximo extraordinario.

$$Q_{max.ext.} = CQ_{max.inst.}$$

C = coeficiente de seguridad (1.5)

$$Q_{max.ext.} = 1.5(22.17)$$

$$Q_{max.ext.} = 33.26 \text{ lps}$$

6.- Agua de infiltración.

0.614 lt/seg/km
Long.red = 3586.7 m

$$Q_{inf.} = 0.614(3.5867)$$

$$Q_{inf.} = 2.20 \text{ lps}$$

7.- Gasto total.

$$Q_{tot.} = Q_{max. ext.} + Q_{inf.}$$

$$Q_{tot.} = 35.46 \text{ lps}$$

8.- Gasto total unitario.

$$Q_{tu.} = Q_{tot.}/L_{red}$$

$$Q_{tu.} = 35.46/3586.7$$

$$Q_{tu.} = 0.0098865$$

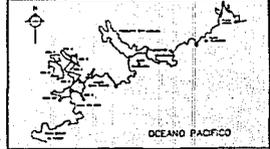
9.- Los cálculos correspondientes a este ejemplo se presentan en las tablas de cálculo tituladas "Proyecto de alcantarillas".

10.- Para la determinación del tirante normal (Y_n) se utilizó el siguiente programa en Basic.

```
10 CLS: CLEAR
20 PRINT "CALCULO DEL TIRANTE NORMAL EN SECCIONES CIRCULARES"
25 INPUT "GASTO (LPS) ="; Q
27 INPUT "n ="; n
30 INPUT "DIAMETRO ="; D
35 INPUT "PENDIENTE ="; S
37 RE1 = (Q/1000)*n/SQRTS
40 INPUT "TIRANTE PROPUESTO (m) ="; Y
50 T1 = 2*ACS(1-2*Y/D) : T2 = T1*PI/180 : B = D*SIN(T1/2) : Pm = D*T2/2
55 A = D^2/8*(T2-SINT1)
60 Rh = A/Pm : RE2 = A*Rh^(2/3)
70 DIF = ABS(RE1-RE2) : ER = RE1/RE2
80 IF DIF > 0.000001 GOTO 100
90 IF DIF < 0.000001 GOTO 110
100 Y = Y*SQR(ER) : GOTO 50
110 SET F3 : PRINT "TIRANTE NORMAL ="; Y ; "m"
113 SET F2 : VEL = (Q/1000)/A
115 PRINT "VELOCIDAD ="; VEL ; "m/s"
120 GOTO 25
130 END
```

Deberá prepararse un plano y perfil longitudinal para la construcción de cada alcantarilla a partir de los datos obtenidos sobre el terreno y los levantamientos topográficos

CROQUIS DE LOCALIZACION REGIONAL



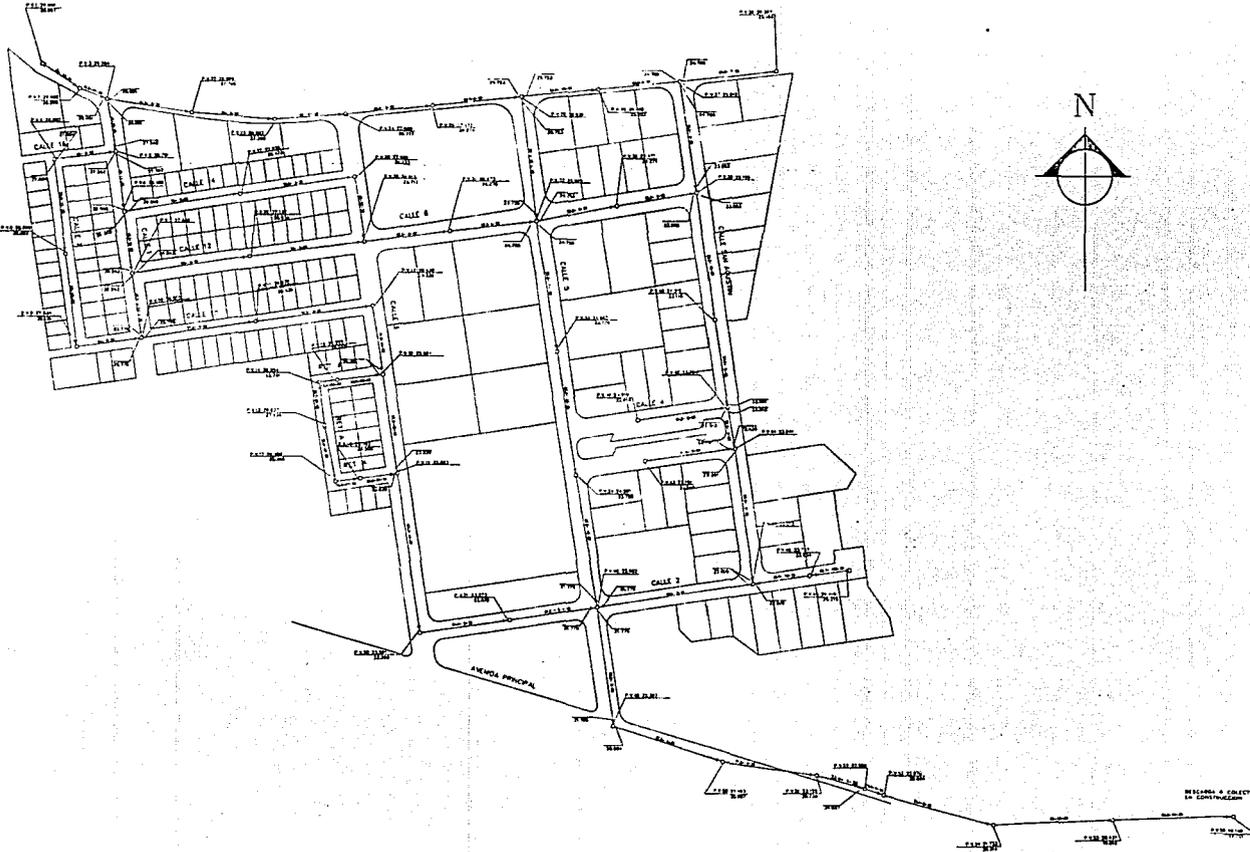
SIMBOLOGIA :

- ARREBA
- CARRERA DE ALARMA
- POZO DE HERRA
- POZO CON CUBA LIBRE
- SEÑAL DE PASO
- LINEALC-REPERTE-BOQUETO
- BOQUETO = INDICADOR = BARRIO
- POZO DE HERRA EN LEVANTAMIENTO
- BOQUETO
- OTRO DE PLANTILLA



NOTAS :

- POBLACION DE PROYECTO = 4511 HABITANTES
- GASTO MEDIO = 8.82 LPS
- GASTO MAXIMO INSTANTANEO = 32.17 LPS
- GASTO MAXIMO ESTADONOMIAO = 33.76 LPS
- GASTO DE BOMBEACION = 2.30 LPS
- TAMAÑO UNIDAD DE REPARTICION = 0.70 m
- GASTO TOTAL DE PROYECTO = 33.48 LPS
- LONGITUD TOTAL DE LA RED = 3546.7 m
- GASTO TOTAL UNITARIO = 0.00966235
- ESCALA 1 : 1000



U.N.A.M.

E.N.E.P. ACATLAN

INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE
ALCANTARILLAS

PLAZA SANCTI SPIRITUS CANTON

Escala 1:1000

EjemPlo 3.2.1 PROYECTO DE ALcantarillas

[RAN]o	[PROPIA] (m)	[ALCANTARILLA] (m)	[COTA TERRENO] INICIAL	[COTA TERRENO] FINAL	[PENDIENTE] TERRENO	[PENDIENTE] ADOPTADA	[Q_max] (lts/seg)	[Vn] (m)	[VEL] (m/s)	[DIAM] (m)	[COTA EXCAV.] INICIAL	[COTA EXCAV.] FINAL
1-2	30.0	30.0	29.900	29.502	0.013	0.013	0.30	0.013	0.30	0.20	28.697	28.299
2-3	19.9	49.9	29.502	29.284	0.011	0.011	0.49	0.017	0.39	0.20	28.299	28.061
3-5	36.0	85.9	29.284	28.751	0.015	0.015	0.85	0.020	0.52	0.20	28.061	27.548
4-5	42.0	42.0	28.751	28.751	0.001	0.006	0.42	0.016	0.30	0.20	27.604	27.352
5-6	40.0	167.9	28.751	28.108	0.016	0.011	1.66	0.030	0.56	0.20	27.352	26.905
6-7	42.5	210.4	28.108	27.446	0.016	0.016	2.08	0.030	0.69	0.20	26.905	26.243
7-10	42.5	232.9	27.446	26.981	0.011	0.011	2.50	0.036	0.64	0.20	26.243	25.778
4-8	62.8	62.8	28.057	28.058	0.012	0.012	0.62	0.018	0.43	0.20	27.664	26.855
8-9	62.0	124.8	28.058	27.334	0.012	0.012	1.23	0.025	0.53	0.20	26.855	26.131
9-10	44.0	168.8	27.334	26.981	0.008	0.008	1.67	0.032	0.51	0.20	26.131	25.778
10-11	77.5	499.2	26.981	26.639	0.004	0.004	4.94	0.066	0.54	0.20	25.778	25.436
11-12	79.2	578.4	26.639	26.439	0.003	0.003	5.72	0.078	0.51	0.20	25.436	25.236
12-16	61.0	619.4	26.439	25.864	0.014	0.014	6.12	0.034	0.90	0.20	25.236	24.661
13-14	29.7	29.7	26.637	26.954	0.057	0.057	0.29	0.009	0.62	0.20	27.434	25.751
14-15	12.1	41.8	26.954	26.225	0.060	0.060	0.41	0.010	0.69	0.20	25.751	25.022
15-16	30.9	72.7	26.225	25.864	0.012	0.012	0.72	0.020	0.45	0.20	25.022	24.661
16-19	62.5	754.6	25.864	25.023	0.015	0.015	7.46	0.061	0.93	0.20	24.661	23.820
15-17	38.5	38.5	26.637	26.408	0.056	0.056	0.38	0.010	0.66	0.20	27.434	25.285
17-18	16.6	55.1	26.408	25.703	0.047	0.047	0.54	0.012	0.67	0.20	25.285	25.020
18-19	25.0	80.1	25.703	25.023	0.027	0.027	0.79	0.017	0.62	0.20	24.500	23.820
19-20	106.0	940.7	25.023	23.591	0.014	0.014	9.30	0.067	1.02	0.20	23.820	22.388
20-21	60.0	1000.7	23.591	23.273	0.005	0.005	9.69	0.091	0.71	0.20	22.388	22.070
21-48	59.5	1060.2	23.273	22.982	0.005	0.005	10.48	0.094	0.72	0.20	22.070	21.779
3-22	57.5	57.5	29.284	28.969	0.005	0.005	0.57	0.022	0.31	0.20	28.081	27.766
22-23	56.0	113.5	28.969	28.503	0.008	0.008	1.12	0.027	0.45	0.20	27.766	27.300
23-24	48.0	161.5	28.503	27.930	0.011	0.011	1.60	0.029	0.56	0.20	27.300	26.797
24-25	58.8	220.3	27.930	27.477	0.009	0.009	2.18	0.036	0.57	0.20	26.797	26.274
25-26	59.6	279.9	27.477	26.926	0.009	0.009	2.77	0.040	0.61	0.20	26.274	25.723
26-32	83.0	362.9	26.926	25.958	0.012	0.012	3.50	0.043	0.73	0.20	25.723	24.755
6-27	79.0	79.0	28.108	27.676	0.005	0.005	0.78	0.025	0.34	0.20	28.905	28.473
27-28	78.5	157.5	27.676	27.476	0.003	0.023	1.56	0.040	0.35	0.20	26.473	26.223
28-30	62.0	199.5	27.426	26.915	0.012	0.012	1.97	0.032	0.61	0.20	26.223	25.712
7-29	80.0	80.0	27.446	27.137	0.004	0.004	0.79	0.027	0.32	0.20	26.743	25.934
29-30	78.0	158.0	27.137	26.915	0.003	0.003	1.56	0.040	0.35	0.20	25.934	25.712
30-31	57.4	414.9	26.915	26.473	0.008	0.006	4.10	0.051	0.66	0.20	25.712	25.270
31-32	57.5	472.4	26.473	25.958	0.009	0.009	4.67	0.052	0.71	0.20	25.270	24.755
32-33	86.5	923.8	25.958	24.982	0.011	0.011	9.13	0.070	0.93	0.20	24.755	23.779
33-34	83.5	1007.3	24.982	24.001	0.012	0.012	9.96	0.072	0.98	0.20	23.779	22.796
34-48	87.0	1094.3	24.001	22.982	0.012	0.012	10.82	0.075	1.00	0.20	22.796	21.779
26-35	52.0	52.0	26.926	26.406	0.010	0.010	0.51	0.017	0.38	0.20	25.723	25.223
35-37	56.0	108.0	26.406	25.912	0.009	0.009	1.07	0.025	0.45	0.20	25.223	24.709
36-37	65.0	65.0	26.357	25.912	0.007	0.007	0.64	0.021	0.36	0.20	25.164	24.709
37-39	76.0	249.0	25.912	25.196	0.009	0.009	2.46	0.038	0.59	0.20	24.709	23.993
32-38	55.0	55.0	25.958	25.477	0.009	0.009	0.54	0.018	0.36	0.20	24.755	24.274
38-39	55.0	110.0	25.477	25.196	0.005	0.005	1.09	0.029	0.38	0.20	24.274	23.993
39-40	84.5	443.5	25.196	24.319	0.010	0.010	4.38	0.049	0.73	0.20	23.993	23.116
40-42	59.6	523.1	24.319	23.764	0.009	0.009	4.97	0.054	0.75	0.20	23.116	22.561
41-42	61.2	61.2	24.019	23.764	0.004	0.005	0.61	0.022	0.32	0.20	22.816	22.510
42-44	27.5	591.8	23.764	23.641	0.004	0.003	5.85	0.079	0.51	0.20	22.510	22.438

EJEMPLO 3.2.1 PROYECTO DE ALCAÑARIILLAS

TRAMO	L. PROPIA (m)	L. ACUMULADA (m)	COTA TERRENO INICIAL	COTA TERRENO FINAL	PENDIENTE TERRENO	PENDIENTE ADAPTADA	Q _{max} (lts/seg)	Tn (m)	VEL (m/s)	DIAM (m)	COTA EXCAV. INICIAL	COTA EXCAV. FINAL
43-44	61.5	61.5	23.791	23.641	0.002	0.005	0.61	0.022	0.32	0.20	22.588	22.281
44-47	90.5	143.8	23.641	23.212	0.005	0.003	7.35	0.009	0.54	0.20	22.281	22.009
45-46	26.7	26.7	26.618	23.737	0.100	0.100	0.26	0.007	0.69	0.20	25.215	22.534
46-47	38.9	65.6	23.737	23.212	0.013	0.013	0.65	0.018	0.45	0.20	22.534	22.009
47-48	106.0	171.6	23.212	22.982	0.002	0.002	9.05	0.114	0.49	0.20	22.009	21.779
48-49	77.0	3146.9	22.982	22.303	0.009	0.009	31.11	0.164	1.13	0.20	21.779	21.100
49-50	77.5	3224.4	22.303	22.493	-0.002	0.001	31.88	0.202	0.52	0.38	20.884	20.507
50-51	77.5	3301.9	22.493	23.152	-0.009	0.001	32.64	0.205	0.52	0.38	20.507	20.730
51-52	33.4	3335.3	23.152	22.905	0.007	0.001	32.97	0.206	0.52	0.38	20.730	20.697
52-53	13.5	3348.8	22.905	22.870	0.003	0.001	33.11	0.207	0.52	0.38	20.697	20.654
53-54	76.4	3425.2	22.870	21.733	0.015	0.005	33.86	0.133	0.96	0.38	20.654	20.314
54-55	81.0	3506.2	21.733	20.437	0.016	0.016	34.66	0.100	1.44	0.38	20.314	19.018
55-56	80.5	3586.7	20.437	19.140	0.016	0.016	35.46	0.101	1.47	0.38	19.018	17.721

en los que aparezcan la superficie de éste, y la profundidad y situación de los sótanos existentes, la alcantarilla proyectada, su pendiente y tamaño, y la cota de la solera en cada pozo de visita así como el tamaño y cota de la alcantarilla en que descargará la que se esté proyectando.

La escala a utilizar al preparar tales perfiles longitudinales dependerá del número de obstáculos que se encuentren en la construcción, y de aquí, el número de detalles requeridos. Las escalas más usuales en obras urbanas son 1:100, 1:500 y 1:1,000 para las plantas y normalmente una escala diez veces inferior para los perfiles. El perfil longitudinal deberá dibujarse directamente por encima o por debajo del plano de situación. El plano deberá tener la misma escala que la escala horizontal del perfil longitudinal y deberá mostrar todas las estructuras, tanto por encima como por debajo del nivel del terreno, que puedan influir en la elección del lugar de ubicación de la alcantarilla o que puedan afectar su construcción.

Las cotas se usarán para determinar las profundidades y volúmenes de excavación a partir de las cuales puedan prepararse cálculos de costo.

PREPARACION DEL PLIEGO DE CONDICIONES, PRESCRIPCIONES Y PLANOS PARA CONTRATO DE CONSTRUCCION DEL SISTEMA.- Los planos detallados que sirvan de base para el contrato se terminarán antes de solicitar ofertas, de modo que todos los datos de interés para los licitantes figuren incluidos en el proyecto. Tales planos mostrarán, dentro de lo posible, toda la información disponible referente a características de la superficie, tipos de materiales a ser excavados, situación, tamaño e índole de posibles estructuras que se encuentren en la excavación, junto con el detalle de las obras a realizar.

El contrato y las prescripciones técnicas deberán estar presentados de manera tal que indiquen claramente todo el trabajo a llevar a cabo, requisitos y condiciones inherentes al contrato.

3.3 DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO.- El proyecto de estaciones de bombeo puede requerirse para:

- 1.- Aguas residuales domésticas
- 2.- Aguas pluviales
- 3.- Residuos industriales
- 4.- Aguas residuales domésticas y aguas pluviales
- 5.- Lodos en plantas de tratamiento de aguas residuales
- 6.- Aguas residuales domésticas tratadas.

Aparte de las instalaciones de bombeo requeridas en las plantas de tratamiento de aguas residuales, los factores y condiciones principales que implican el uso de las estaciones de bombeo en el sistema de captación de aguas residuales son los siguientes:

- 1.- La altitud del área que se ha de servir es demasiado baja para drenarla por gravedad en las alcantarillas principales futuras o existentes.
- 2.- Se requiere un servicio para zonas fuera del área de drenaje natural, pero dentro del distrito de drenaje o saneamiento.
- 3.- La omisión del bombeo, aunque posible, requeriría unos costos excesivos de construcción debido a la profunda excavación a realizar para la instalación de un colector que drene dicha zona.

El funcionamiento normal de las estaciones de bombeo es, casi siempre, totalmente automático. Las plantas pequeñas no requieren una presencia continua de personal, pues basta una comprobación diaria del correcto funcionamiento, lubricación del equipo y para retirar los materiales separados cuando se colocuen rejillas de limpieza manual en vez de un triturador. Las estaciones mayores, especialmente las que poseen grupos energéticos auxiliares, están atendidas por muy poco personal. En la mayoría de los casos basta con uno o dos operarios por turno.

3.3.1 Tipos de estaciones de bombeo.- Las estaciones de bombeo se han clasificado de diversas maneras, atendiendo a su capacidad (lt/min, millones de litros/día), a la fuente de energía (diesel, vapor, electricidad), o al método de construcción. En la tabla 3.3.1 se muestra una clasificación basada en la capacidad.

Tabla 3.3.1.- Clasificación de las estaciones de bombeo por su capacidad.

Clase	Intervalo de capacidad (lt/min)
Grande	57,000 m ³ /día y superiores*

Media
Pequeña

2,700 - 38,000
760 - 2,700

* Las grandes estaciones de bombeo se clasifican por su capacidad en m³/día.

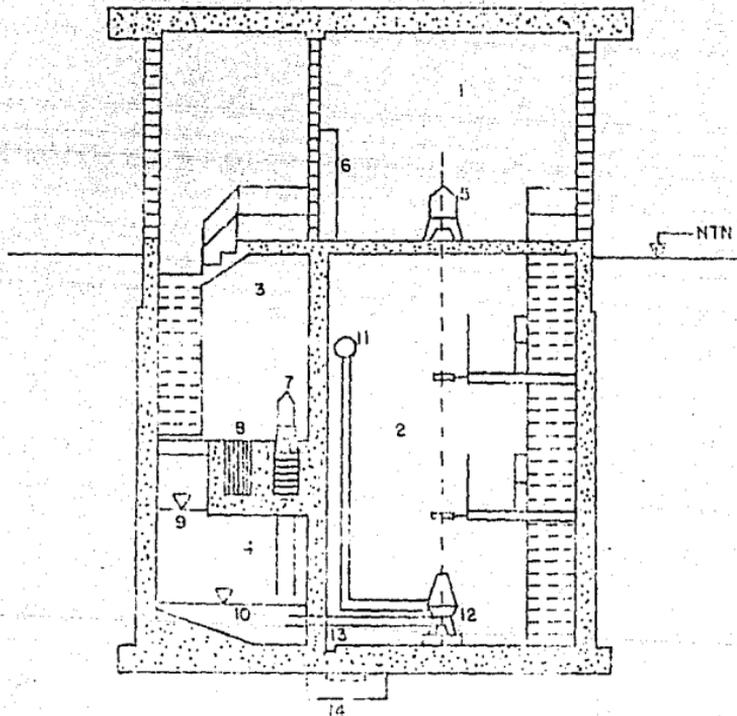
Un ejemplo típico de una estación de bombeo de aguas residuales se muestra en la figura 3.3.1. Las aguas entran en el pozo de aspiración pasando primero a través de un triturador, situado a un nivel intermedio del suelo. Dispone de una reja de limpieza normal para utilizarla en caso de emergencia o bien durante aquellos periodos en que el triturador esté siendo reparado. Las bombas para las aguas residuales se instalan en un pozo seco y cada una de ellas posee su tubería de aspiración individual para su conexión con la cámara de aspiración. Los motores se encuentran sobre el piso al nivel del terreno para protegerlos al máximo de una posible inundación y accionan las bombas mediante árboles verticales del tipo flexible de articulación cardan. El agua de escapes, fugas, goteos, etc, se recoge en una canaleta y sumidero, y se bombea de nuevo al pozo de aspiración.

El proyecto mostrado en la figura 3.3.1 prevé espacio para el equipo de cloración, pero con frecuencia no se instala. Las instalaciones de cloración pueden montarse en aquellas estaciones que descargan mediante emisarios o bien tuberías de impulsión largas que proporcionen suficiente tiempo de contacto para una eliminación eficaz de las bacterias.

Las estaciones más pequeñas pueden tener los motores montados sobre las bombas o en pisos intermedios. El acceso a la cámara de aspiración y a la sala de bombas se efectúa a través de pozos de registro o escotillas y también por escaleras verticales. Si no hubiese superestructuras, pueden instalarse subterráneas en las galerías de calles, preferiblemente con entradas de acceso en las aceras.

Por lo general, no se recomiendan bombas sumergidas para bombeo de aguas residuales sin tratar, debido a las dificultades que entraña la inspección y mantenimiento. Habitualmente la tubería de descarga se eleva a través de una placa de acero que sustenta la bomba, y todo el conjunto, incluyendo la bomba, motor y tubería de impulsión debe alzarse a través de una escotilla existente en el techo de la estación, para el debido mantenimiento.

3.3.2 Detalles del proyecto de una estación de bombeo.- Normalmente las bombas serán de eje vertical, de simple aspiración, instaladas en pozo seco, con motores montados encima de las bombas o sobre un piso superior, preferiblemente al nivel del terreno. Cada bomba estará provista de su tubería individual de conexión con el pozo de aspiración. La descarga se realizará a través de una tubería de impulsión común, aunque en el caso de estaciones elevadas



- | | |
|---------------------------|---------------------------|
| 1.- Sala de motores | 2.- Pozo de bombas |
| 3.- Sala de trituradores | 4.- Pozo de aspiración. |
| 5.- Motor de bomba | 6.- Panel de control |
| 7.- Trituradora | 8.- Reja de desbaste |
| 9.- Nivel de aguas altas | 10.- Nivel de aguas bajas |
| 11.- Tubería de impulsión | 12.- Bomba |
| 13.- Canaleta | 14.- Sumidero con bomba |

Fig 3.3.1 Estación de bombeo de aguas residuales

y estaciones situadas en plantas de tratamiento, puedan utilizarse tuberías de evacuación a un canal o alcantarilla por gravedad.

TUBERIAS DE ASPIRACION E IMPULSION.- La velocidad en las toberas de aspiración y descarga de las bombas será de 3 a 4.2 m/seg.

Una práctica recomendable en el caso de tuberías de impulsión es que tengan, al menos, un tamaño mayor que la tobera de descarga y que la tubería de aspiración sea uno o dos tamaños mayor que la tobera de aspiración.

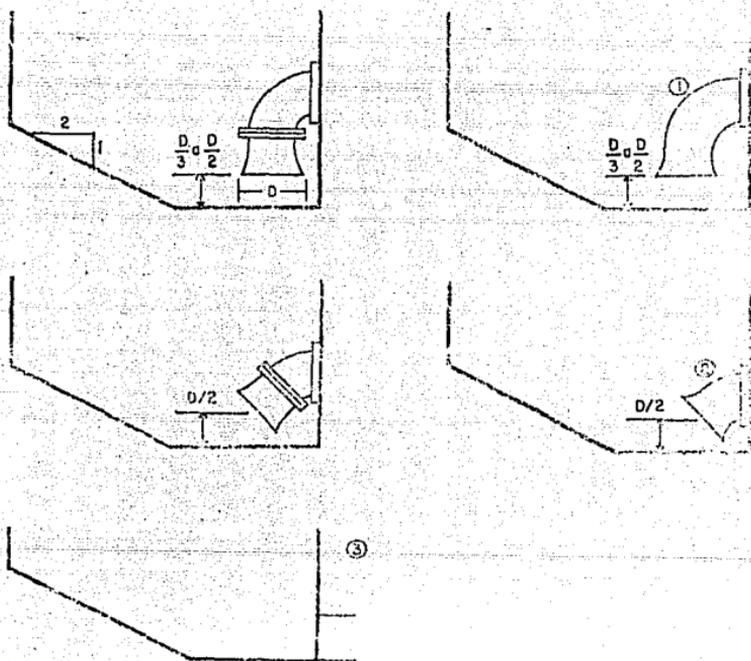
Las velocidades deseables en la tubería de impulsión con caudal máximo de bomba oscilan entre 1.8 y 2.4 m/seg. Se incorporará un difusor cónico en la descarga de la bomba, seguido de una válvula de retención y otra de compuerta.

Las velocidades preferibles en la tubería de aspiración de la bomba son de 1.2 a 1.8 m/seg. Un cono reductor excéntrico con su generatriz recta en lo más alto se coloca delante de la tubería de aspiración de la bomba si ésta tuviese un codo. Si el codo de aspiración ha de ser suministrado como parte de la tubería se debe instalar bajo la bomba un codo reductor, preferiblemente con gran radio de curvatura. Se instalará una válvula de compuerta entre la bomba y la pared del pozo de aspiración para que pueda abrir la bomba sin inundar la sala de bombas. Si se temiese alguna inundación por culpa de alguna fisura en la carcasa de la bomba, la válvula de aspiración ha de poder ser accionada desde un pedestal de maniobra o registro de válvula sobre un piso superior.

DISEÑO DEL POZO DE ASPIRACION.- El extremo del tubo de aspiración en el pozo de aspiración irá normalmente provisto de : 1) un codo de 90 o 45 grados con brida y abocinado, o 2) un codo de 90 o 45 grados con bridas y una tobera abocinada como se muestra en la figura 3.3.2. Si D es el diámetro de la entrada abocinada, el labio del abocinamiento deberá estar situado a no menos de $1/3 D$ ni más de $1/2 D$ por encima del fondo del pozo. A veces se utiliza una entrada a ras de la pared, cuando se dispone de sumersión suficiente para evitar que el aire sea arrastrado hacia la tubería de aspiración a través de los remolinos.

La solera del pozo de aspiración estará a nivel desde la pared hasta unos 30 o 46 cm más allá del borde más externo de la campana de aspiración y después deberá ascender hacia la pared opuesta con una pendiente aproximadamente 2 (horizontal) por 1 (vertical).

El volumen del pozo de aspiración entre las alturas de puesta en marcha y paro para una sola bomba o un solo escalón de control de velocidad para funcionamiento a velocidad variable



1.- Oído acampanado y codo especial de gran radio.

2.- Oído acampanado y codo especial de 45°

3.- Se le puede utilizar siempre y cuando se disponga de adecuada inmersión con bajo nivel de aguas para evitar la formación de remolinos.

Fig 3.3.2 Extremos del tubo de aspiración.

o con varias velocidades viene dado por la siguiente ecuación:

$$V = Tq/4$$

donde:

V = volumen requerido en litros

T = tiempo mínimo de un ciclo de bombeo o tiempo entre sucesivos arranques o aumentos de velocidad de una bomba que funcione entre los límites de un intervalo de control, en minutos.

q = caudal de la bomba en lts/min, o incremento del caudal de bombeo cuando una bomba se encuentra ya funcionando y arranca una segunda, o bien cuando se aumenta la velocidad de la bomba.

El tiempo mínimo del ciclo para funcionamiento con una sola bomba tiene lugar cuando el flujo entrante es exactamente la mitad de la capacidad de la bomba. En estas condiciones, los tiempos en los que la bomba está conectada y desconectada son iguales. La bomba estará mayor tiempo conectada y menos tiempo desconectada en el caso de mayores caudales entrantes y viceversa con caudales más pequeños; en ambos casos, el tiempo de ciclo será mayor.

Para grandes bombas y motores, T no será inferior a 20 min. En el caso de bombas más pequeñas, T puede reducirse a 10 minutos, por lo que 15 minutos es un tiempo aconsejable. Cuando esto requiera un pozo de aspiración excesivamente grande en una estación pequeña que tenga dos bombas idénticas, una de ellas de repuesto, el volumen del pozo puede reducirse a la mitad instalando un conmutador automático en el circuito de control de la bomba. Este se pondrá en funcionamiento y accionará las bombas de manera alterna, lo que tiene el efecto de hacer T para el pozo de aspiración la mitad del T efectivo para las bombas y motores.

En la literatura técnica se ha expresado la preocupación sobre la posibilidad de condiciones sépticas que pueden causar olores debidos a los prolongados tiempos de retención en los pozos de aspiración de la estación de bombeo, por lo que se han sugerido 30 minutos como tiempo máximo de retención. En realidad, este problema sólo se presenta en climas cálidos y aun así sólo cuando el tiempo de fluencia en las alcantarillas tributarias es excesivamente largo. Los olores se reducirán al mínimo si la solera del pozo de aspiración, incluyendo las partes pendientes, se mantienen cubiertas en todo momento mediante una adecuada selección del punto de paro o desconexión de la bomba que primeramente funcione.

Por lo general, los pozos de aspiración van provistos con dispositivos de cribado o de una cámara adyacente de cribado para proteger a las bombas contra obstrucciones. En las estaciones pequeñas se usan rastrillos manuales, y en las grandes suelen emplearse rastrillos mecánicos, trituradores y desmenuzadores. Se instalarán por duplicado o bien se instalará en derivación un rastrillo de limpieza manual que permita efectuar el servicio del equipo sin cerrar la estación. El piso de la cámara de cribado se hallará por encima del nivel máximo de agua en el pozo de aspiración.

MONTAJES DE LAS BOMBAS.- Las bombas deberán montarse de modo que el punto alto de la carcasa se encuentre por debajo del nivel mínimo de las aguas residuales en el pozo de aspiración. Este montaje asegura que el aire no pueda entrar en las bombas durante el periodo de nivel bajo y que estén totalmente llenas de aguas residuales cuando arranquen automáticamente. Igualmente evita el uso de un sistema de cebado al vacío, cuyo funcionamiento satisfactorio siempre resulta difícil mantener con aguas no tratadas.

Las bombas estarán alineadas e igualmente separadas para que la instalación resulte lo más ordenada posible y deberá haber amplio espacio para facilitar el acceso y los trabajos de mantenimiento. Se recomienda que el espacio libre entre bombas sea de 1 a 1.2 m. Si se tuviese que prever espacio para una futura bomba, no se dejará en el extremo de la estación más alejado de la entrada, ya que el extremo final del pozo de aspiración puede llenarse con los sólidos de las aguas residuales.

CONTROLES.- Existen varios métodos distintos de control, tales como nivel constante, nivel variable o control por escalones, y control continuo de velocidad variable. El control por escalones es el más simple y normal en algunas bombas de velocidad constante. Se utiliza igualmente para control por escalones en bombas de velocidad variable o de varias velocidades.

Conviene que haya, entre los niveles máximo y mínimo de los pozos de aspiración un recorrido de control de al menos 1 m. El nivel máximo del pozo de aspiración se encontrará a una profundidad de 0.25 m de la alcantarilla afluente; menos un margen para las pérdidas en los rastrillos y trituradores. La alarma de aguas altas se producirá a 0.15 m por encima de esta altura. El nivel máximo en el pozo de aspiración se hallará en la parte superior de la voluta de la bomba más grande. La alarma y desconexión por aguas bajas no estarán a menos de 0.3 m por debajo de la parte superior de la voluta ni más baja que la parte superior de la tubería de aspiración. El mando manual de todas las bombas deberá efectuarse mediante control por pulsador, a fin de comprobar si su funcionamiento provoca el descenso del nivel en el pozo de

aspiración. El mando manual debe permanecer en derivación con la desconexión de aguas bajas, pero no con la alarma.

En el sistema de nivel constante, el nivel en el pozo de aspiración se mantiene entre uno inferior y otro superior ya establecidos. Estos niveles pueden ajustarse manual o automáticamente en proporción con el caudal o el número de bombas en funcionamiento. Mientras el nivel se halle entre los dos límites, no habrá cambio en el funcionamiento de la bomba. Cuando el nivel alcance el límite superior, se activa un motor de regulación que acciona un escalón de un control principal, arrancando otra bomba o aumentando la velocidad un escalón. En el nivel inferior se invierte el motor de regulación por lo que la velocidad disminuye un escalón o se detiene una bomba. Estos controles son mucho más complicados y deben diseñarse conforme a las especificaciones de la orden de pedido. Del mismo modo, requieren mayor mantenimiento. Se utilizan cuando se necesita un gran número de puntos de control, pero el recorrido de control es pequeño.

Los controles graduales de velocidad variable funcionan de manera que se mantenga el pozo de aspiración entre dos niveles fijos aumentando la velocidad de las bombas gradualmente cuando aumenta el nivel de las aguas residuales. En el nivel inferior, la bomba funciona a velocidad mínima y en el nivel superior a máxima velocidad. Cuando se sobrepasa el nivel máximo en una cantidad fija, generalmente de 15 a 30 cm, se pone en funcionamiento una segunda bomba manual o automáticamente. Si la segunda bomba es de velocidad constante, el control del caudal y nivel en el pozo de aspiración se efectúa mediante variación de la velocidad de la primera bomba. Si la segunda bomba es de velocidad variable, el control se realizará mediante variación de la velocidad de ambas bombas funcionando sobre los mismos o distintos recorridos de control.

Los sistemas de control automático para algunas bombas de velocidad variable pueden exigir un estudio detallado que asegure que las bombas arranquen y marchen a una velocidad a la que sean capaces de impulsar el caudal a la altura de elevación existente y que, al disminuir éste, no continúen dos bombas o más funcionando a velocidad reducida cuando con una bomba menos se podría realizar dicho trabajo más eficazmente.

EQUIPO ELECTRIC.- El equipo y las bombas de estaciones pequeñas funcionarán con corriente trifásica a 220 o 440 voltios. Las bombas de las estaciones mayores pueden trabajar a 2,300 o 4,000 voltios con su equipo auxiliar a 440 voltios. Las estaciones importantes deberán ser abastecidas por dos líneas de alimentación distintas procedentes de subestaciones diferentes de la compañía eléctrica. Los transformadores se instalarán en un recinto externo vallado o en postes.

Los controles y arrancadores del motor se colocarán en un centro de control situado al nivel de la planta baja. Las estaciones grandes incluirán una sala eléctrica aparte con los arrancadores de los motores, instalación completa de distribución, aparatos e instrumentos de medida y tablero de control.

El equipo eléctrico y las lámparas en el pozo de aspiración serán antideflagrantes, dado el posible peligro existente por los gases y vapores de gasolina que llevan las aguas residuales afluentes. Se proporcionará un alumbrado adecuado así como un número conveniente de tomas de corriente para conexión de herramientas eléctricas.

CONSTRUCCION DE UNA ESTACION DE BOMBEO.- La infraestructura de una estación de bombeo será de concreto armado y las paredes externas bajo el terreno se impermeabilizarán para evitar filtraciones. La superestructura se proyectará resistente al fuego y preferiblemente sin ventanas si no hubiese de tener personal fijo. En las estaciones de bombeo se instalarán igualmente:

- 1.- Aberturas en el suelo, accesos o escotillas para la instalación, renovación y extracción del equipo.
- 2.- Pernos de argolla o polipastos para izar el equipo sobre los motores y escotillas en el suelo (puentes grúa para el servicio del equipo de las estaciones grandes)
- 3.- Desagües de piso y canaletas para recoger las filtraciones y escapes de los prensaestopas y una pequeña bomba de achique para volver a bombearlo al pozo de aspiración.
- 4.- Protectores en los equipos y barandillas en las aberturas del piso.
- 5.- Suelos de goma delante de los cuadros eléctricos.

Se instalarán escaleras en todas las estaciones excepto en las más pequeñas. En éstas pueden usarse escaleras de mano verticales con la necesaria rigidez.

3.4 ELIMINACION DE SÓLIDOS DE GRAN TAMAÑO.- La eliminación de sólidos de gran tamaño consiste en separar de las aguas residuales aquellos constituyentes que pudiesen obstruir o dañar las bombas, o interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento. Por lo tanto, los dispositivos para la eliminación de sólidos se diseñan para:

- 1.- Separar o disminuir el tamaño de los sólidos orgánicos grandes que flotan o están suspendidos. Estos sólidos consisten generalmente en trozos de madera, telas, papel, basura, junto con algo de materia fecal.
- 2.- Separar los sólidos inorgánicos pesados, como la arena, la grava e incluso objetos metálicos; a todo lo cual se le llama arena.

3.4.1.- Diseño de rejas.- El primer paso en el tratamiento preliminar del agua residual consiste en la separación de sólidos gruesos. El procedimiento más corriente consiste en hacer pasar el agua residual afluyente a través de rejas o tamices.

Las rejas de barras pueden limpiarse a mano o mecánicamente. Las características de ambos tipos se comparan en la tabla 3.4.1.

Tabla 3.4.1.- Características de las rejas de barras.

Concepto	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Tamaño de la barra:		
Anchura, cm	0.6-1.5	0.6-1.5
Profundidad, cm	2.5-7.5	2.5-7.5
Separación, cm	2.5-5.0	1.6-7.5
Inclinación respecto a la vertical, grados	30-45	0-30
Velocidad de aproximación, m/s	0.3-0.6	0.6-0.9
Pérdida de carga admisible, cm	15	15

REJAS DE LIMPIEZA MANUAL.- Las rejas de este tipo se utilizan frecuentemente en pequeñas estaciones de bombeo de agua residual antes de las bombas. En otros tiempos se habían utilizado en las instalaciones de pretratamiento de las pequeñas plantas de tratamiento de aguas residuales. La tendencia en los últimos años ha sido la de instalar rejas de limpieza mecánica o trituradores, incluso en pequeñas instalaciones, no sólo para reducir a un mínimo el trabajo manual de limpiar las rejas sino también para disminuir los reboses y desbordamientos que se producen por atascamientos de las mismas.

La longitud de la reja de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. Los barrotes de la reja no serán menores de 1 cm de anchura por 5 cm de profundidad. Van soldados a unas barras de separación situadas en la cara posterior, fuera del recorrido de las púas del rastrillo. Encima de la reja deberá colocarse una placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su desagüe.

El canal donde se ubica la reja debe proyectarse de modo que se evite la acumulación de arena y otros materiales pesados en el mismo antes y después de la reja. La solera puede ser horizontal o bien tener pendiente hacia la reja; asimismo es conveniente achaflanar la unión con las paredes laterales. Preferiblemente, el canal deberá ser recto, perpendicular a la reja para procurar una distribución uniforme de los sólidos en la sección transversal al flujo y sobre la reja.

Con objeto de proporcionar suficiente superficie de reja para la acumulación de basuras, es esencial que la velocidad de aproximación se limite a unos 0.45 m/seg a caudal medio. El área adicional necesaria para limitar la velocidad se puede obtener ensanchando el canal en la reja y colocando ésta con una inclinación más suave. Conforme se acumulan las basuras, obturando parcialmente la reja, aumenta la pérdida de carga. El diseño estructural de la reja ha de ser adecuado para evitar su rotura en caso de que llegue a taponarse totalmente.

La figura 3.4.1(a) muestra una reja de limpieza manual típica.

REJAS DE LIMPIEZA MECANICA.- Este tipo de rejás, como la mostrada en la figura 3.4.1(b), es fabricada por varias empresas especializadas. El ingeniero que realiza el proyecto determina por anticipado el tipo de equipo a utilizar, las dimensiones del canal de la reja, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal, la separación entre barras y el método de la reja. Las rejás de limpieza mecánica pueden limpiarse, según su construcción, por la cara anterior o la posterior. La figura 3.4.1(b) muestra un modelo de limpieza por la cara posterior.

La reja de limpieza por la cara posterior fue ideada para eliminar los atascamientos debidos a obstrucciones en el pie de la reja. Los rastrillos se desplazan hacia abajo por detrás de la reja, libres de obstrucciones.

Un problema que presentan las rejás de limpieza por la cara posterior es que, debido a que el mecanismo del rastrillo vuelve a situarse en esa cara, cualquier sólido que permanezca en el rastrillo volverá de nuevo al agua residual que ya ha pasado la reja. Este problema se reduce al mínimo

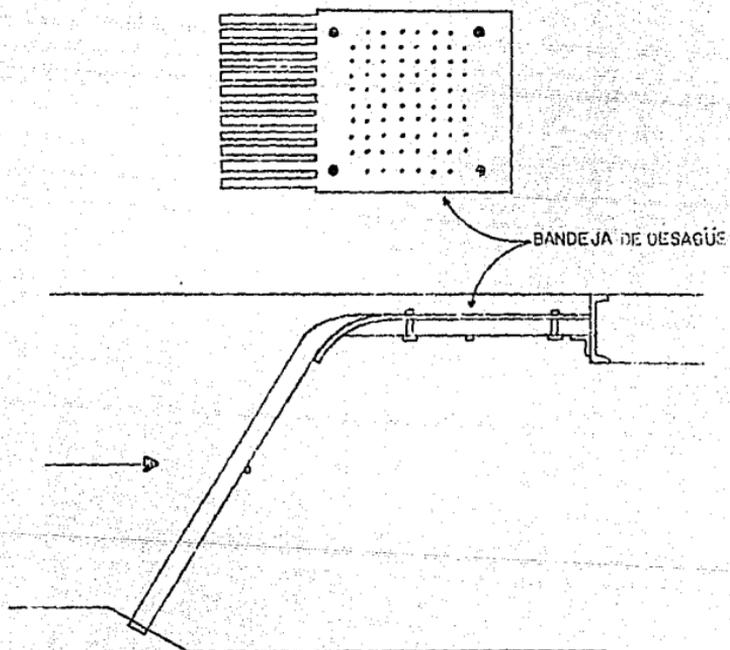


Fig. 3.4.1(a) Reja de limpieza manual.

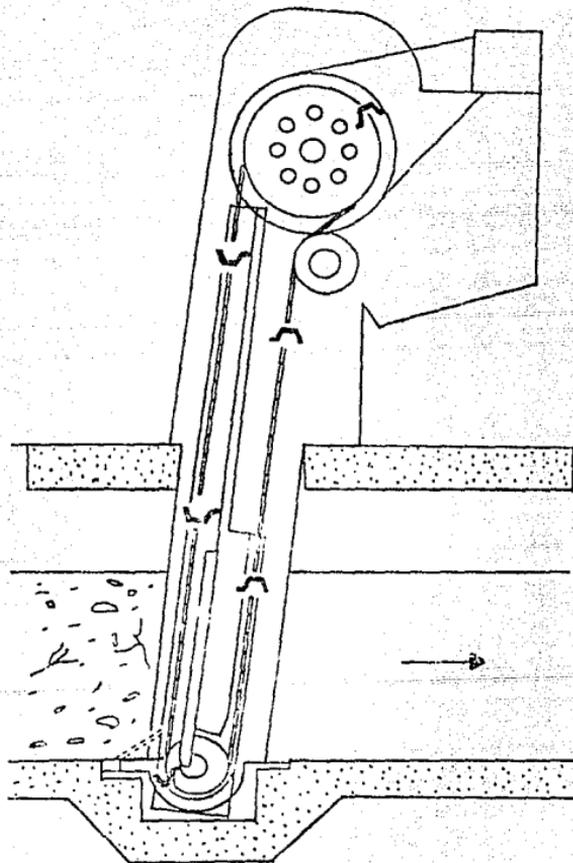


Fig. 3.4.1(b) Reja de limpieza mecánica.

mediante el adecuado ajuste de las cuchillas del limpiador del rastrillo.

PROYECTO DE LAS INSTALACIONES DE REJAS.- Deberán instalarse dos o más unidades, de forma que una de ellas pueda estar fuera de servicio por razones de mantenimiento. Es conveniente que existan compuertas a base de tabloncillos con sus correspondientes ranuras antes y después de cada reja de forma que la unidad pueda ser puesta en seco, en caso de tener que pintar, sustituir algún cable o cadena, cambiar dientes, eliminar obstrucciones, enderezar barras dobladas, etc. Si sólo hubiese una unidad instalada, será absolutamente necesario que se prevea un canal de paso con una reja de limpieza manual para su uso en caso de emergencia.

La mayoría de las rejas utilizan cadenas sin fin que funcionan sobre una rueda dentada para hacer mover los rastrillos. Por lo general, van provistas de controles "manual-desconexión-automático". En la posición "manual", los rastrillos funcionan de modo continuo. En la posición "automático" pueden hacerse funcionar cuando la pérdida de carga aumenta por encima de cierto valor o mediante un temporizador. El funcionamiento mediante temporizador durante un período de tiempo (cada 15 minutos), ajustable por el operario, es recomendable aún cuando existan mecanismos automáticos que pongan en marcha la reja por medio de contactos indicadores de nivel o de pérdida de carga excesiva.

3.4.2.- Diseño de desarenadores.- La misión de los desarenadores es separar arenas, término éste que engloba a las arenas propiamente dichas y a la grava, cenizas y cualquier otra materia pesada que tenga velocidad de sedimentación o peso específico superiores a los de los sólidos orgánicos putrescibles del agua residual. Los desarenadores deberán proteger los equipos mecánicos móviles de la abrasión y desgaste anormales; reducir la formación de depósitos pesados en las tuberías, canales y conductos, y disminuir la frecuencia de limpieza de los digestores que hay que realizar como resultado de excesivas acumulaciones de arena en tales unidades.

Los desarenadores pueden situarse en las plantas de tratamiento, allí donde la eliminación de arena puede facilitar el funcionamiento de las otras unidades. Sin embargo, la instalación de rejas de limpieza mecánica o de trituradores delante de los desarenadores facilita la operación de eliminación de arena y de las instalaciones de limpieza.

El diseño de los desarenadores dependerá del tipo seleccionado, de si van provistos o no de equipo de extracción mecánica de arena y de los requisitos que exija el equipo del desarenador, en caso de existir. La mayoría de las

instalaciones de desarenadores, cuya capacidad excede de 5,000 m³/día, disponen de equipo mecánico de limpieza.

TIPOS DE DESARENADORES.- Existen dos tipos generales de desarenadores: de flujo horizontal y aerados. En el primero de ellos, el flujo atraviesa el desarenador en dirección horizontal, controlándose la velocidad rectilínea del flujo mediante las dimensiones de la instalación o el uso de secciones de control provistas de vertederos especiales situados en el extremo de aguas abajo del tanque. El tipo aerado consiste en un tanque de aeración con flujo espiral, en el que la velocidad es controlada por las dimensiones del tanque y la cantidad de aire suministrado al mismo.

Desarenadores de flujo horizontal.- Con este tipo de desarenadores se utilizan secciones de control con lados verticales paralelos, que producen pocas pérdidas de carga. Teóricamente, éstas requieren un desarenador de sección transversal parabólica para que la velocidad permanezca constante cuando varía la profundidad, pero pueden aproximarse satisfactoriamente a una sección transversal trapezoidal. Si se desea, la sección de control puede hacerse más estrecha en la parte superior que en la del fondo a fin de obtener la sección transversal trapezoidal que más convenga.

La pérdida de carga en la sección de control para cualquier caudal se eleva a un 36% aproximadamente de la profundidad del agua en el desarenador. Además, existe una variación considerable en el nivel de agua del desarenador y en la sección de control entre el flujo máximo y mínimo. Cada planta debe disponer de un medidor para el caudal.

El diseño de los desarenadores de flujo horizontal deberá ser tal que, bajo las condiciones más adversas, la partícula más ligera de arena alcance el fondo del canal antes de su extremo de salida. Normalmente, los desarenadores se proyectan para eliminar todas las partículas de arena que queden retenidas en un tamiz de malla 65 (diámetro de 0.21 mm), aunque muchos desarenadores hayan sido diseñados para eliminar partículas de arena retenidas en un tamiz de malla 100 (diámetro de 0.15 mm). Es de buena práctica utilizar una velocidad de sedimentación de 1.1 m/min para la eliminación de material de malla 65 y de 0.75 m/min para material de malla 100. Cuando el peso específico de la arena, debido a las condiciones locales, sea inferior a 2.65 habrá de pensarse en el uso de velocidades menores.

La longitud del canal estará regida por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la sección de control, y el área de la sección transversal lo será por el caudal y el número de canales. Deberá preverse cierta longitud adicional para tener en cuenta la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida, recomendándose un

mínimo de, aproximadamente, el doble de la profundidad máxima de flujo. A veces se usa una longitud adicional máxima del 50% de la longitud teórica.

Las acumulaciones de arena en los digestores son perjudiciales, ya que la planta tiene que detenerse mientras éstos se vacían y se quita la arena, lo cual es una operación difícil y desagradable. Cuando el diagrama de la planta incluya digestores, deberá procurarse la incorporación de instalaciones teóricamente ideales para la eliminación de la arena.

El proyecto de desarenadores se ilustra en el siguiente ejemplo:

Ejemplo 3.4.2.- Proyecto de un desarenador de flujo horizontal.

Proyéctese un desarenador con una velocidad de flujo de 0.3 m/seg, caudal de emergencia máximo de 50,000 m³/día, caudal normal máximo de 30,000 m³/día, medio de 15,000 m³/día, y mínimo de 6,000 m³/día. Utilícese una sección de control de anchura fija con lados verticales y un acceso suave y bien redondeado, de modo que la pérdida de carga pueda suponerse igual al 10% de la altura cinética.

Solución:

1.- Para la sección de control elegida, se requiere un desarenador de sección transversal parabólica para conseguir una velocidad constante. Para una parábola, el área $A=(2/3)HT$, donde H es igual a la altura y T es igual al ancho superior. En el diseño final, la sección parabólica se aproximará mediante líneas rectas.

2.- Para el caudal normal máximo de 30,000 m³/día, $Q=0.347$ m³/s. Proponiendo un ancho de 1.8 m y con una velocidad de 0.3 m/s, la profundidad en el desarenador es:

$$Q = AV = (2HTV) / 3$$

$$H = (3Q) / (2TV) = (3 \cdot 0.347) / (2 \cdot 1.8 \cdot 0.3) = 0.96 \text{ m}$$

Determinación del tirante y altura cinética para la sección de control. Igualando la energía específica de aguas arriba a la existente en la sección de control tendremos:

$$H + V^2 / (2g) = dc + Vc^2 / (2g) + 0.1Vc^2 / (2g)$$

Dado que la sección de control es una sección rectangular:

$$dc = 2Vc^2 / (2g)$$

y:

$$H + v^2 / (2g) = 2Vc^2 / (2g) + Vc^2 / (2g) + 0.1Vc^2 / (2g) = 3.1Vc^2 / (2g)$$

$$Vc^2 / (2g) = (1/3.1) (H + v^2 / (2g))$$

$$Vc^2 / (2g) = (1/3.1) (0.96 + 0.3^2 / (2 * 9.81))$$

$$Vc^2 / (2g) = 0.31 \text{ m}$$

$$Vc = (0.31 * 2 * 9.81)^{0.5}$$

$$Vc = 2.47 \text{ m/seg}$$

$$dc = 2Vc^2 / (2g) = 2(0.31)$$

$$dc = 0.62 \text{ m}$$

Determinación de las dimensiones de la sección de control:

$$Q = AV$$

$$A = Q/V$$

$$A = 0.347 / 2.47$$

$$A = 0.14 \text{ m}^2$$

$$A = b * dc$$

$$b = A/dc = 0.14 / 0.62$$

$$b = 0.23 \text{ m}$$

3.- Para el caudal medio de 15,000 m³/día, Q = 0.174 m³/seg

$$A = ((Q^2 b) / g)^{(1/3)}$$

$$A = ((0.174^2 * 0.23) / 9.81)^{(1/3)}$$

$$A = 0.089 \text{ m}^2$$

$$dc = 0.089 / 0.23$$

$$dc = 0.39 \text{ m}$$

$$H + v^2 / (2g) = 3.1Vc^2 / (2g)$$

$$H = 3.1Vc^2 / (2g) - v^2 / (2g)$$

$$H = (3.1/2) (2Vc^2 / (2g)) - v^2 / (2g)$$

$$H = (3.1/2) dc - v^2 / (2g)$$

$$H = (3.1/2) 0.39 - 0.3^2 / (2 * 9.81)$$

$$H = 0.60 \text{ m}$$

$$Q = (2/3)HTV$$

$$T = (3Q)/(2HV)$$

$$T = (3*0.174)/(2*0.60*0.3)$$

$$T = 1.45 \text{ m}$$

4.- Para el caudal mínimo de 6,000 m³/día, Q = 0.069 m³/seg

$$A = ((Q^2b)/g)^{(1/3)} = ((0.069^2*0.23)/9.81)^{(1/3)}$$

$$A = 0.048 \text{ m}^2$$

$$dc = 0.048/0.23$$

$$dc = 0.21 \text{ m}$$

$$H = (3.1/2)dc - V^2/(2g)$$

$$H = (3.1/2)0.21 - 0.3^2/(2*9.81)$$

$$H = 0.32 \text{ m}$$

$$T = (3*0.069)/(2*0.32*0.3)$$

$$T = 1.08 \text{ m}$$

5.- Para el caudal máximo de emergencia de 50,000 m³/día, Q=0.579 m³/seg.

$$A = ((0.579^2*0.23)/9.81)^{(1/3)}$$

$$A = 0.199 \text{ m}^2$$

$$dc = 0.199/0.23$$

$$dc = 0.87 \text{ m}$$

$$H = (3.1/2)0.87 - 0.3^2/(2*9.81)$$

$$H = 1.34 \text{ m}$$

$$T = (3*0.579)/(2*1.34*0.3)$$

$$T = 2.16 \text{ m}$$

6.- La longitud del desarenador para la eliminación del material de malla 65 con una velocidad de sedimentación de 1.1 m/min bajo condiciones de caudal máximo normal es:

$$(0.96 \text{ m}) / (1.1 \text{ m/min}) = 0.87 \text{ min}$$

$$0.87 \text{ min} (0.3 \text{ m/seg}) (60 \text{ seg/min}) = 15.66 \text{ m}$$

$$\text{long. adoptada} = 16 \text{ m}$$

Para condiciones de máximo caudal de emergencia:

$$(1.34 \text{ m}) / (1.1 \text{ m/min}) = 1.22 \text{ min}$$

$$1.22 \text{ min} (0.3 \text{ m/seg}) (60 \text{ seg/min}) = 21.96 \text{ m}$$

$$\text{long. adoptada} = 22 \text{ m}$$

7.- Si los desarenadores tuviesen 22 m de largo, la longitud adicional para contrarrestar la turbulencia en la entrada y en la salida bajo condiciones normales de flujo máximo es:

$$1.34 * 2 = 2.68 \text{ m}$$

$$22 + 2.68 = 24.68 \text{ m}$$

$$\text{Longitud total} = 25 \text{ m}$$

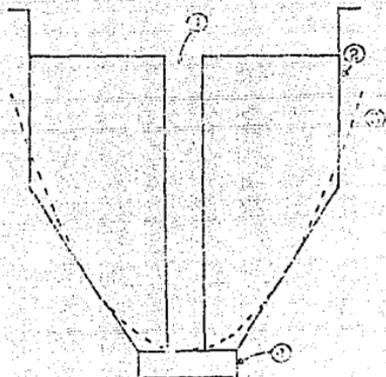
8.- La sección transversal parabólica y la sección transversal adoptada se muestran en la figura 3.4.2(a).

Los dispositivos mecánicos para la extracción de arenas de los canales largos y horizontales suelen consistir en un equipo transportador dotado de rascadores. La elevación de la arena es parte integrante del proceso de recogida en plantas grandes y pequeñas. Los elevadores más corrientes son de dos tipos: 1) de cadena continua con cangilones, y 2) transportador de tornillo helicoidal.

A los desarenadores, equipados con colectores y elevadores, deberá dotárseles de cintas transportadoras para recoger y transportar la arena a un lugar donde sea vertida en camiones para su evacuación, elevada a depósitos de almacenamiento, o descargada en lavadores de arena antes de su distribución.

Desarenadores aerados.- El descubrimiento de acumulaciones de arena en los tanques de aeración de flujo en espiral, precedidos por desarenadores, condujo al desarrollo del desarenador aerado. El excesivo desgaste del equipo de manipulación de la arena y la necesidad, en muchos casos, de un equipo independiente para el lavado de aquella, motivaron la actual popularidad de este tipo de desarenador.

Estos tanques se proyectan para proporcionar periodos de detención de unos 3 minutos a caudal máximo. La sección transversal del tanque es semejante a la proporcionada para la circulación en espiral en los tanques de aeración de lodos activados, a excepción de un canal de unos 0.9 m de



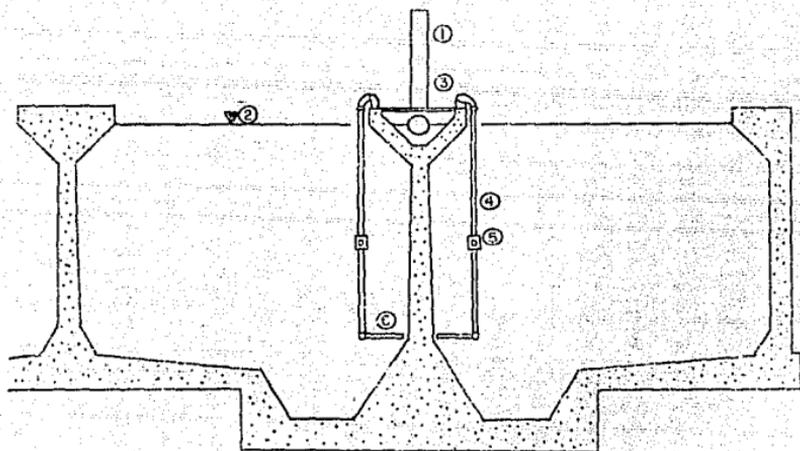
- 1.- Sección de control.
- 2.- Perfil de construcción.
- 3.- Perfil parabólico.
- 4.- Espacio para el equipo de extracción de arena.

Fig 3.4.2(a) Desarenador de flujo horizontal.

profundidad, con paredes laterales muy inclinadas que se encuentran a lo largo de un lado del depósito bajo los difusores de aire, los cuales están situados a unos 0.45 o 0.60 m por encima del plano normal del fondo. La figura 3.4.2(b) ofrece una sección transversal típica.

La velocidad de la rotación transversal o la agitación determinan el tamaño de las partículas de peso específico dado que serán eliminadas. Si la velocidad fuese demasiado grande, la arena será arrastrada fuera del tanque y, si fuese demasiado pequeña, habrá materia orgánica que se depositará junto con la arena. La cantidad de aire se puede ajustar fácilmente. Con el debido ajuste se obtendrá una eliminación de casi el 100% y la arena quedará bien lavada. El agua residual se desplaza a través del tanque siguiendo una trayectoria helicoidal y pasa dos o tres veces por el fondo del tanque a caudal máximo, e incluso más veces con caudales menores. El agua residual deberá introducirse en dirección transversal al tanque. La pérdida de carga requerida por este tipo de tanque es mínima.

Un gran número de desarenadores aerados están dotados de medios para la eliminación de arena mediante cucharas, que se desplazan sobre un monorraíl, centradas sobre el canal de almacenamiento y recogida de arena. Otras instalaciones están equipadas con transportadores de cadena de cangilones, que se deslizan a lo largo de los canales de almacenamiento y empujan la arena hacia un extremo de éstos, desde donde la elevan por encima del nivel del agua de forma continua.



- 1.- Soporte del monorraíl.
- 2.- Máxima altura de agua.
- 3.- Conducto general del aire.
- 4.- Difusor abatible.
- 5.- Articulación.
- 6.- Tubo difusor.

Fig 3.4.2(b) Desarenador aerado.

CAPITULO 4.- TRATAMIENTO PRIMARIO.

4.1 DISEÑO DE TANQUES DE SEDIMENTACION PRIMARIA.- Siempre que un líquido que contenga sólidos en suspensión se encuentre en estado de relativo reposo, los sólidos de peso específico superior al del líquido tienen tendencia a depositarse y los de menor peso específico a ascender. Estos principios se utilizan en el diseño de los tanques de sedimentación para el tratamiento de aguas residuales. La finalidad del tratamiento por sedimentación es eliminar los sólidos fácilmente sedimentables y el material flotante y, por tanto, reducir el contenido de sólidos suspendidos.

Los tanques de sedimentación primaria pueden proporcionar el grado principal del tratamiento de agua residual o bien pueden utilizarse como un paso preliminar para el tratamiento posterior. Cuando se utilizan como único medio de tratamiento, estos tanques sirven para la eliminación de sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de lodo en las aguas receptoras. Si se emplea como paso previo a un tratamiento biológico, su función es reducir la carga en las unidades de tratamiento. Los lodos de sedimentación primaria, que estén proyectados y operados eficazmente, deberán eliminar del 50 al 65% de los sólidos suspendidos y del 25 al 40% de la DBO.

Cuando los tanques de sedimentación primaria preceden a los procesos de tratamiento biológico, podrán ser diseñados de forma que sus tiempos de detención sean menores y tengan una carga de superficie más alta que los tanques que se utilizan como único método de tratamiento.

4.1.1 Bases de proyecto.- Si todos los sólidos del agua residual fueran partículas discretas (tamaño, densidad, forma y peso específico uniformes), la eficiencia de eliminación de dichos sólidos dependería del área superficial del tanque y del tiempo de detención; la profundidad del tanque tendría poca influencia en el supuesto de que las velocidades horizontales se mantengan por debajo de la velocidad de arrastre. Sin embargo, los sólidos en la mayoría de las aguas residuales no son de tal carácter regular, sino de naturaleza heterogénea, y las condiciones en que se hallan presentes van desde la dispersión total a la floculación completa. La mayoría de los sólidos finamente divididos que llegan a los tanques de sedimentación primaria están sólo parcialmente floculados pero son susceptibles de flocular.

La floculación se ve favorecida por el movimiento turbulento del fluido en el interior de los tanques y prosigue a través de la unión de partículas finas, a una velocidad que está en función de su concentración y de la aptitud natural de las partículas para unirse en la colisión. Por tanto y como regla general, la unión de una suspensión de sólidos se vuelve más completa a medida que transcurre el tiempo. Por esta razón,

el tiempo de detención deberá también tenerse presente en el diseño de los tanques de sedimentación. Sin embargo, la mecánica de la floculación es tal que, cuando aumenta el tiempo de sedimentación, la unión de las partículas restantes tendrá lugar cada vez en menor grado.

Normalmente, los tanques de sedimentación primaria se proyectan para proporcionar un tiempo de detención de 90 a 150 minutos, para el caudal medio del agua residual. Los tanques que proporcionan menores detenciones (30 a 60 minutos) con menor eliminación de sólidos suspendidos son utilizados con frecuencia en el tratamiento preliminar antes de las unidades de tratamiento biológico.

CARGAS DE SUPERFICIE.- Los tanques de sedimentación se diseñan actualmente en base a la carga superficial para el caudal medio expresada en metros cúbicos por día y por metro cuadrado de área horizontal. La elección de la carga idónea depende del tipo de suspensión que haya de separarse. En la tabla 4.1.1(a) se muestran valores típicos para diversas suspensiones.

El efecto de la carga de superficie y del tiempo de detención en la eliminación de los sólidos suspendidos varía mucho según el tipo de agua residual, proporción de sólidos sedimentables, concentración de sólidos así como de otros factores. Debe subrayarse que las cargas de superficie deben ser lo suficientemente bajas para asegurar un rendimiento satisfactorio para los caudales punta, que pueden variar desde 3 veces el caudal medio en las plantas pequeñas hasta 1.5 veces el caudal medio en las grandes.

Una vez que se ha establecido el área del tanque, el tiempo de detención vendrá dictado por la profundidad del agua, según lo indicado en la tabla 4.1.1(b). Las cargas de superficie que se utilizan en la actualidad dan como resultado tiempos nominales de detención de 2 a 2.5 horas para el caudal medio del proyecto. Como los caudales de proyecto suelen basarse en alguna condición futura, los tiempos reales de detención durante los primeros años de funcionamiento son algo más prolongados.

Tabla 4.1.1(a).- Valores recomendados de la carga superficial para distintas suspensiones

SUSPENSION	CARGA SUPERFICIAL, $m^3/m^2/día$	
	INTERVALO	CAUDAL PUNTA
Agua residual sin tratar	24-48	48
Flóculo de sulfato de aluminio*	14-24	24
Flóculo de hierro*	21-32	32
Flóculo de cal*	21-48	48

* Mezclado con los sólidos suspendidos sedimentables en el agua residual sin tratar y con otros sólidos suspendidos o coloidales arrastrados por el flóculo.

Tabla 4.1.1(b).- Tiempos de detención para diversas cargas de superficie y profundidades de tanques

CARGA DE SUPERFICIE m ³ /m ² /día	TIEMPO DE DETENCIÓN, HORAS			
	P R O F U N D I D A D			
	2.10 m	2.40 m	3.00 m	3.60 m
16	3.20	3.60	4.50	5.40
24	2.10	2.40	3.00	3.60
32	1.60	1.80	2.25	2.70
40	1.25	1.40	1.80	2.20

CARGAS SOBRE VERTEDERO.- Las cargas sobre los vertederos no excederán de 124 m³/día/m en plantas proyectadas para caudales medios de 1,800 m³/día o menos. Se prestará especial atención a las cargas sobre los vertederos en aquellas otras plantas que traten caudales superiores, pero tales cargas preferiblemente no excederán de 186 m³/día/m.

En la práctica hay poca limitación excepto en el proyecto de los tanques de sedimentación finales para lodos activados. Las cargas sobre vertedero en tanques circulares se elevan hasta 860 m³/día/m y en los rectangulares hasta 2,600 m³/día/m. En cualquier caso, las cargas sobre vertedero tienen menos efecto sobre las eficiencias de eliminación que las cargas de superficie.

4.1.2 Tipo, tamaño y forma de los tanques.- Casi todas las plantas de tratamiento de cualquier tamaño excepto aquellas que tienen tanques Imhoff utilizan en la actualidad tanques de sedimentación con dispositivos mecánicos de captación de lodos y de diseño normalizado, rectangulares o circulares. La elección del tipo de tanque de sedimentación para una aplicación dada depende del tamaño de la instalación, de las condiciones locales del terreno, de la experiencia y juicio del proyectista y de la estimación de los costos. En algunas ocasiones se piden indistintamente ofertas para tanques rectangulares y circulares.

Deberá haber dos o más tanques con objeto de que el proceso permanezca en funcionamiento mientras uno de ellos esté fuera de servicio por reparación y mantenimiento. En las plantas grandes, el número de tanques viene determinado principalmente por las limitaciones de tamaño. La longitud máxima de los tanques rectangulares es aproximadamente de 90m. Cuando la anchura de los tanques rectangulares provistos de equipos mecánicos sea superior a 6m, se pueden utilizar varios tramos provistos de equipos individuales de captación

de lodos permitiendo con ello anchuras de hasta 24m o más. Los tanques circulares se construyen con diámetros de 5.6 a 60m, aunque la gama más frecuente sea de 12 a 30m.

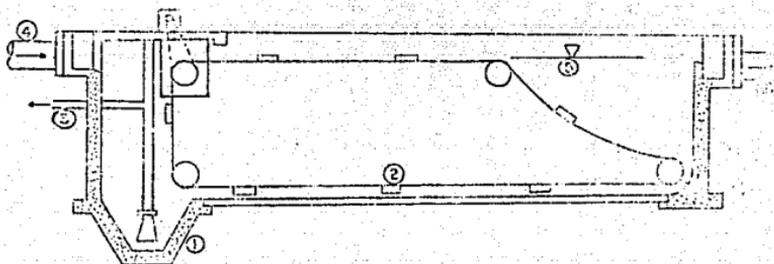
TANQUES RECTANGULARES.- La figura 4.1.2(a) muestra un tanque rectangular. El equipo de extracción de lodos de este tipo de tanques generalmente se compone de un par de cadenas transportadoras sin fin. Sujetos a las cadenas y a intervalos de 3m aproximadamente, se colocan tablonces de madera, o rascadores de 0.15 a 0.20m de profundidad, que se extienden por toda la anchura del tanque o tramo. Son frecuentes las velocidades de 0.6 a 1.2 m/min en los transportadores lineales, si bien se ha utilizado la velocidad de 0.3 m/min en algunas plantas de lodos activados. Los sólidos que se sedimentan en el tanque son arrastrados a unos cuencos para el lodo en el caso de tanques pequeños, y a unos canales de fondo transversal, en los grandes. Estos, a su vez, están equipados con mecanismos colectores transversales, generalmente del mismo tipo que los longitudinales, que transportan los sólidos a uno o más cuencos de lodo.

Los colectores transversales pueden eliminarse instalando en su lugar varios cuencos. Su empleo para la captación del lodo conducido por los rascadores de recorrido longitudinal supone algunas dificultades en el funcionamiento ya que, en algunos casos, el lodo queda pegado en las paredes inclinadas y esquinas y hasta llega a formar aros sobre la tubería de extracción del lodo. El empleo de un colector transversal es aconsejable, excepto quizás en los tanques muy pequeños, ya que dan como resultado la obtención de un lodo más uniforme y concentrado.

Los tanques múltiples rectangulares exigen menos espacio que los múltiples circulares, y por ello se utilizan cuando el terreno es muy costoso. Los tanques rectangulares se prestan a encajarse con los depósitos de aeración en las plantas de lodos activados. También suelen utilizarse cuando es necesario instalar techos o cubiertas para cubrir los tanques.

En las grandes instalaciones que tienen múltiples tanques rectangulares se puede construir una tubería y galería de maniobra a lo largo del extremo afluente, con objeto de instalar en ella las bombas de lodos. Esta galería puede también utilizarse como túnel de servicio para la eliminación del lodo, calefacción y para alojar otras instalaciones de la planta.

Las espumas suelen recogerse en el extremo efluente de los tanques rectangulares por medio de los rascadores que hacen su camino de retorno por la superficie del líquido. La espuma es empujada por los rascadores hasta un punto en el que es atrapada por los deflectores antes de su eliminación. La espuma también puede ser arrastrada mediante rociado con agua



- 1.- Cuenco para el lodo.
- 2.- Rascadores.
- 3.- Salida de lodos.
- 4.- Afluenta.
- 5.- Nivel del agua.
- 6.- Efluente.

Fig 4.1.2(a) Tanque de sedimentación primaria rectangular.

a presión y recogerse arrastrándola manualmente por medio de una placa inclinada, o bien puede eliminarse hidráulica o mecánicamente, siendo varios los métodos conocidos para llevarlo a término. En las instalaciones pequeñas, el sistema de extracción más común consiste en una tubería horizontal ranurada a la que puede dársele vueltas mediante un tornillo o palanca. Excepto en el momento de extraer la espuma, la ranura está por encima del nivel normal de agua en el tanque. Cuando se requiere extraerla, la tubería se gira de forma que la ranura abierta esté sumergida justo por debajo del nivel de agua permitiendo que la espuma acumulada fluya a la tubería. El uso de este equipo da como resultado un volumen relativamente grande de líquido espumoso.

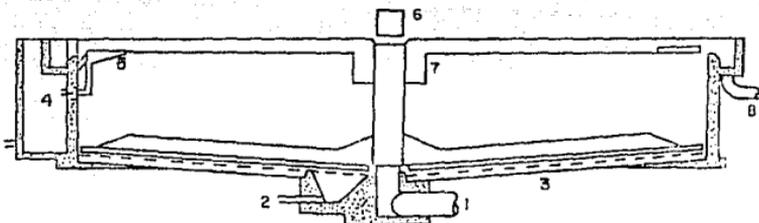
Otro método para extraer la espuma con medios mecánicos consiste en un limpiador helicoidal transversal, acoplado a un eje. Gracias a este dispositivo, es posible extraer la espuma de la superficie del agua sobre una pequeña placa inclinada para su descarga en un canal colector transversal. La espuma se hace circular por medio de un chorro de agua a un eyector de espuma o a un cuenco dotado de una bomba para espuma. Otro método consiste en un colector del tipo de cadenas con rascadores que recoge la espuma en un lado del depósito y la arrastra a través de un pequeño plano inclinado a unas tolvas desde donde pueden bombearse a las unidades de evacuación. También puede recogerse con rascadores especiales en aquellos tanques rectangulares que estén dotados con equipo del tipo puente. Por lo general, la espuma suele eliminarse junto con el lodo producido en la planta.

TANQUES CIRCULARES.- Los tanques de 3.6 a 9m de diámetro tienen el equipo de extracción de lodos soportado por medio de vigas iguales al diámetro del tanque. Los tanques de 10m de diámetro y mayores, utilizan un pilar central que soporta el mecanismo y al que se llega por un puente o pasillo.

En la mayoría de los diseños, el agua residual es conducida hasta el centro del depósito por una tubería suspendida del puente o envuelta en concreto por debajo de la solera. En el centro del tanque, el agua penetra en un pozo circular destinado a distribuir el caudal por igual en todas direcciones. El mecanismo de extracción gira lentamente y puede tener dos o cuatro brazos equipados con rascadores. Los brazos tienen también unas cuchillas en superficie para captación de la espuma.

La figura 4.1.2(b) muestra un tanque circular de sedimentación. El fondo del tanque tiene una pendiente del 8% formando un cono invertido y el lodo es conducido a un cuenco relativamente pequeño situado cerca del centro.

Se acostumbra disponer los tanques en grupos de dos o cuatro. El caudal se divide entre los tanques mediante una cámara de control situada entre ellos. Por lo general, el lodo es



- 1.- Conducto del afluente.
- 2.- Tubería de extracción del lodo.
- 3.- Rascadores.
- 4.- Arqueta de espuma.
- 5.- Piletta de espumas.
- 6.- Transmisión.
- 7.- Deflector del afluente.
- 8.- Salida del efluente.

Fig 4.1.2(b) Tanque de sedimentación primaria circular.

conducido a la cámara de control, desde donde se bombea a las unidades de evacuación.

4.1.3 Cantidades de lodos.- El volumen de lodo producido en los tanques de sedimentación primaria debe conocerse o estimarse de modo que éstos, junto con las instalaciones de tratamiento y eliminación del lodo, puedan proyectarse correctamente. El volumen de lodo producido dependerá de:

- 1.- Las características del agua residual sin tratar, incluyendo su edad e intensidad.
- 2.- El periodo de sedimentación y el grado de tratamiento que se vaya a realizar en los tanques.
- 3.- El estado de los sólidos sedimentados, incluyendo el peso específico, el contenido de agua y cambios de volumen producidos bajo la influencia de los dispositivos mecánicos de eliminación del lodo o de la profundidad del tanque.
- 4.- El periodo de tiempo transcurrido entre las operaciones de extracción de los lodos.

El siguiente ejemplo y su discusión ilustrarán cómo intervienen estos factores en el cálculo de la capacidad de almacenamiento requerida.

Ejemplo 4.1.3 Cálculo del volumen de lodos.

Calcular el volumen de lodos producidos a partir de $3,785\text{m}^3$ de un agua residual típica de intensidad media. Supóngase que el tiempo de detención es de 2 horas y que la eficiencia de eliminación es del 60%. Tómese en cuenta los siguientes datos:

- Agua residual intensidad media = 200 mg/lt de sólidos suspendidos.
- Peso específico del lodo = 1.03 (ver tabla 4.1.3)
- Contenido de humedad del lodo = 95%

Solución:

- 1.- Peso de sólidos secos:

$$\text{Sólido seco} = 0.6(200 \text{ mg/lt})(3785 \text{ m}^3)(1000 \text{ lt/m}^3)$$

$$\text{Sólido seco} = 454.2 \text{ kg}$$

- 2.- Si el peso específico de los lodos es 1.03 y contiene 95% de humedad, el volumen de lodos producido a partir de $3,785 \text{ m}^3$ de agua residual es:

$$\text{Volumen} = 454.2 \text{ kg} / (0.05(1.05 \text{ kg/dm}^3))$$

$$\text{Volumen} = 8.651 \text{ m}^3$$

Tabla 4.1.3 Peso específico de lodo sin tratar producido a partir de distintos tipos de agua residual.

Tipo de sistema de alcantarillado	Intensidad del agua residual	Peso específico
Separado	Débil	1.02
Separado	Media	1.03
Combinado	Media	1.05
Combinado	Fuerte	1.07

El cálculo anterior es directamente aplicable al proyecto de las instalaciones de bombeo de lodos para los tanques de sedimentación primaria. El lodo se eliminará bombeándolo, por lo menos, una vez por turno de trabajo y con mayor frecuencia en tiempo cálido, a fin de evitar que se deteriore el efluente.

En las plantas grandes, el bombeo de lodos puede controlarse con un reloj que conecte y desconecte de forma continua la operación. En los tanques de sedimentación primaria que se utilizan en las plantas de lodos activados, deberá tenerse en cuenta el exceso de lodo activado que pueda descargarse en el afluente de los tanques primarios para su sedimentación y consolidación con el lodo primario.

En el caso de los tanques de sedimentación que se utilizan con filtros percoladores, hay que tener en cuenta el lodo proveniente de la descarga de los mismos así como la acumulación de lodo durante periodos más largos de lo normalmente empleados en los tanques de sedimentación primarios, si no se dispusiese de equipo mecánico para la eliminación de los lodos. En los tanques de sedimentación del proceso de lodos activados, se tomarán las medidas oportunas para contener lodos ligeros y floculentos con una humedad del 98 al 99.5% y concentraciones de 1,500 a 10,000 mg/lit en el líquido mixto afluente a los tanques.

4.2 TANQUES IMHOFF Y FOSAS SEPTICAS.- Otros dos dispositivos para la separación de sólidos son el tanque Imhoff y la fosa séptica, que son particularmente adecuados para pequeñas comunidades y casas aisladas respectivamente. Estos permiten la eliminación de los sólidos sedimentables y la digestión anaerobia de los mismos.

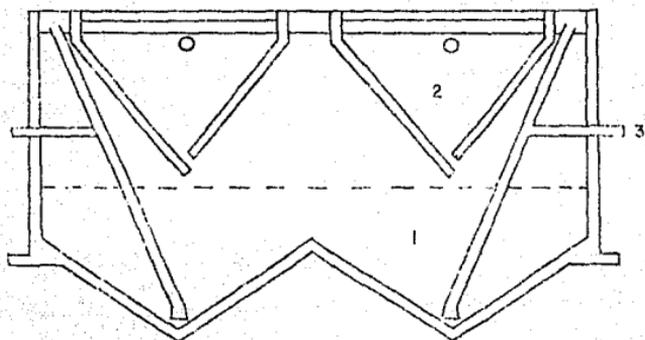
TANQUES IMHOFF.- El tanque Imhoff consiste en un depósito de dos pisos en el que se consigue la sedimentación en el compartimiento superior y la digestión en el inferior (figura 4.2(a)). Los sólidos que se sedimentan atraviesan unas ranuras existentes en el fondo del compartimiento superior, pasando al compartimiento inferior para su digestión a la temperatura ambiente. La espuma se acumula en los compartimentos de sedimentación así como en unos respiraderos de gas situados al lado de aquéllos. El gas producido en el proceso de digestión en el compartimiento inferior se escapa a través de respiraderos.

En la actualidad, su aplicación ha disminuido y está limitada a plantas relativamente pequeñas. Es sencillo de operar y no exige la supervisión por parte de personal especializado. No existe equipo mecánico que mantener y su funcionamiento consiste en eliminar la espuma a diario y descargarla en el respiradero de gas más próximo, invirtiendo la entrada y por tanto la circulación del agua residual dos veces al mes a fin de igualar la cantidad de sólidos en ambos extremos del compartimento de digestión y extrayendo lodo periódicamente hacia los espacios de secado. Los diseños más recientes de tanques Imhoff modificados incluyen equipos para calentar el compartimento de los lodos y la eliminación mecánica de los mismos. Los tanques Imhoff convencionales sin calentamiento suelen ser rectangulares, aunque también se han empleado algunos circulares pequeños.

Los compartimentos de sedimentación de los tanques Imhoff normalmente se proyectan de modo que tengan una carga de superficie de $24 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$ a caudal medio y un período de detención de unas 3 horas. El fondo del compartimento de sedimentación del tanque convencional sin calentamiento tiene una pendiente de 1.25 vertical por 1.0 horizontal. La ranura que permite que los sólidos caigan al compartimento de digestión tiene una apertura mínima de 0.15 m. Pueden instalarse varios compartimentos de sedimentación por encima de uno de digestión.

La capacidad del compartimento de digestión sin calentar debe proporcionar almacenamiento de lodo para seis meses durante el período frío del año.

La forma mecanizada del tanque Imhoff consiste en un tanque circular de sedimentación, situado en la parte superior de un tanque circular de digestión de lodos, con varios respiraderos de gas que suben hasta la superficie alrededor



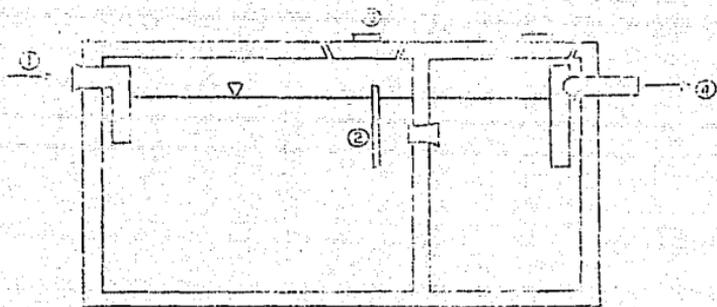
- 1.- Almacenamiento de lodos.
- 2.- Compartimento de sedimentación.
- 3.- Extracción de lodos.

Fig 4.2(a) Tanque Imhoff.

de la periferia de la unidad. Las soleras de ambos compartimentos están ligeramente inclinadas hacia el centro con objeto de formar conos invertidos lisos. El lodo depositado es arrastado mediante equipo mecánico hacia una abertura por la que es descargado al compartimento inferior o de digestión. El lodo digerido es conducido, también mecánicamente, hacia una tubería central de extracción. El tanque mecanizado puede estar equipado para la captación de espuma en su superficie. Los tanques mecanizados tienen a veces menor profundidad que los convencionales y su construcción será más económica, especialmente cuando el agua subterránea constituya un problema; sin embargo, se ha perdido la característica más acusada del tanque convencional: su naturaleza no mecánica.

FOSAS SEPTICAS.- Se utilizan principalmente para el tratamiento de aguas residuales de residencias individuales. En las zonas rurales también se emplean en escuelas, parques, zonas para remolques-vivienda y moteles. Aunque a menudo se usen fosas de una sola cámara, el tipo adecuado consiste en dos o más cámaras en serie (ver figura 4.2(b)). En una fosa séptica de doble cámara, el primer compartimento se utiliza para la sedimentación, digestión de lodos y almacenamiento de éste. El segundo compartimento proporciona una sedimentación y capacidad de almacenamiento de lodo adicional y, por tanto, sirve para proteger contra la descarga de lodo u otro material que pueda escaparse de la primera cámara. Cuando se proyecte para una sola residencia, se utilizará un periodo de detención de 24 horas. En instalaciones mayores que den servicio a instituciones o a varias familias, es permisible un periodo de detención más corto. En cualquier caso, es esencial disponer de la adecuada capacidad de almacenamiento, de forma que el lodo depositado pueda permanecer en el tanque durante un tiempo suficientemente largo para que se produzca su descomposición y digestión antes de ser extraído. Por lo general, el lodo deberá extraerse cada dos o tres años.

El efluente de las fosas sépticas se evacúa normalmente a unos tubos enterrados en el subsuelo, o a zanjas de filtración, desde donde se infiltra al terreno.



- 1.- Entrada.
- 2.- Deflector de espuma.
- 3.- Sección extraíble.
- 4.- Salida.

Fig 4.2(b) Fosa séptica.

CAPITULO 5.- TRATAMIENTO SECUNDARIO.

Los procesos biológicos se utilizan para convertir la materia orgánica que se encuentra finamente dividida y disuelta en el agua residual en sólidos sedimentables flocculentos que puedan separarse en tanques de sedimentación. Aunque estos procesos (también llamados procesos secundarios) se usen junto con los físicos empleados en el tratamiento preliminar del agua residual, no deben considerarse como sustitutos de aquéllos. La sedimentación primaria es muy eficaz para separar los sólidos suspendidos de hasta cierto tamaño en tanto que los procesos biológicos lo son en la separación de sustancias orgánicas que sean solubles o estén dentro del tamaño coloidal.

Uno de los procesos biológicos más utilizados es el de lodos activados. Son muchas las modificaciones de este proceso que se utilizan para hacer frente a los requerimientos específicos de cada tratamiento. Otros procesos biológicos incluyen a los estanques de estabilización con o sin aeración y a los filtros percoladores. El proceso de lodos activados se usa casi exclusivamente en las grandes ciudades. Los filtros percoladores son más frecuentes en las ciudades pequeñas y se utilizan así mismo para aguas residuales industriales muy cargadas. Finalmente, los estanques aerobios encuentran aplicación en ciudades pequeñas en las que se dispone de grandes superficies de terreno. La cinética del crecimiento biológico, el diseño del proceso de lodos activados y las instalaciones requeridas para su ejecución se discuten detalladamente en este capítulo.

5.1 CRECIMIENTO BACTERIANO.- El control eficaz del medio ambiente en el tratamiento biológico de las aguas residuales se basa en el conocimiento de los principios básicos que gobiernan el crecimiento de los microorganismos.

5.1.1 Características generales del crecimiento.- Las bacterias, por lo general, se reproducen por fisión binaria, es decir, por división; la célula original se transforma en dos nuevos organismos. El tiempo requerido para cada división, que se denomina tiempo de generación, puede variar desde días a menos de 20 minutos. Sin embargo, las bacterias no continúan dividiéndose indefinidamente a causa de diversas limitaciones ambientales, tales como la concentración del sustrato, la concentración de nutrientes o incluso el tamaño del sistema.

La forma general de producirse el crecimiento de las bacterias se muestra en la figura 5.1.1(a). Inicialmente se inocula un pequeño número de organismos en un medio de cultivo y se registra el número de organismos viables en función del tiempo. El modelo de crecimiento basado en el número de células tiene cuatro fases diferenciadas:

1.- Fase de retardo.- Tras la adición de un inóculo a un medio de cultivo, la fase de retardo representa el tiempo requerido para que los organismos se aclimaten a sus nuevas condiciones ambientales.

2.- Fase de crecimiento logarítmico.- En este periodo, la célula se divide a una velocidad determinada por su tiempo de generación y su capacidad de procesar alimento.

3.- Fase estacionaria.- La población permanece estacionaria. Razones: a) las células han agotado el sustrato o nutrientes necesarios para el crecimiento y b) el crecimiento de nuevas células se nivela por la muerte de células viejas.

4.- Fase de muerte logarítmica.- La tasa de muerte de las bacterias excede la producción de células nuevas. Esta tasa es función de la población viable y de las características ambientales.

El modelo de crecimiento puede discutirse según sea la variación con el tiempo de la masa de microorganismos. Este modelo de crecimiento se subdivide en tres fases:

1.- Fase de crecimiento logarítmico.- Siempre hay una cantidad excesiva de alimento alrededor de los microorganismos; la tasa de metabolismo y crecimiento es solamente función de la capacidad que tienen los microorganismos de procesar el sustrato.

2.- Fase de crecimiento decreciente.- La tasa de crecimiento, y por lo tanto la masa de bacterias, disminuye por limitaciones en la disponibilidad de alimento.

3.- Fase endógena.- Los microorganismos se ven forzados a metabolizar su propio protoplasma sin reposición del mismo, ya que la concentración de alimento disponible se halla en un mínimo. Durante esta fase, puede presentarse el fenómeno llamado lisis, según el cual los nutrientes que quedan en las células muertas se difunden con objeto de proporcionar alimento a las células existentes.

La anterior discusión se refiere a una única población de microorganismos. Las unidades de tratamiento biológico se componen de complejas poblaciones biológicas mezcladas e interrelacionadas, en las que cada microorganismo del sistema tiene su propia curva de crecimiento. La posición y forma de una curva particular de crecimiento en el sistema en función del tiempo depende del alimento y nutrientes disponibles y de factores ambientales tales como temperatura y pH, así como de si el sistema es aerobio o anaerobio. Si bien las bacterias son de capital importancia, muchos otros microorganismos toman parte en la estabilización del residuo orgánico. Figura 5.1.1(b).

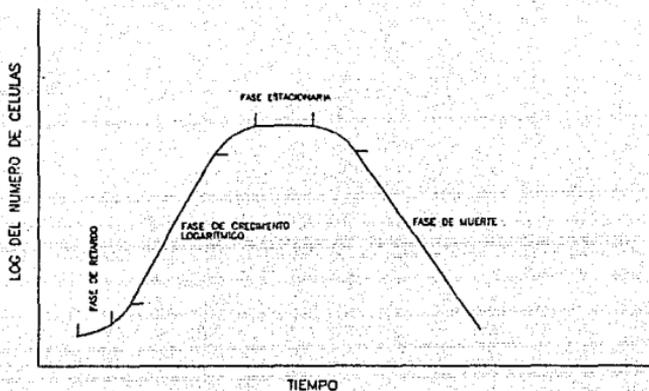


FIGURA 5.1.1(a) CURVA TIPICA DE CRECIMIENTO BACTERIANO

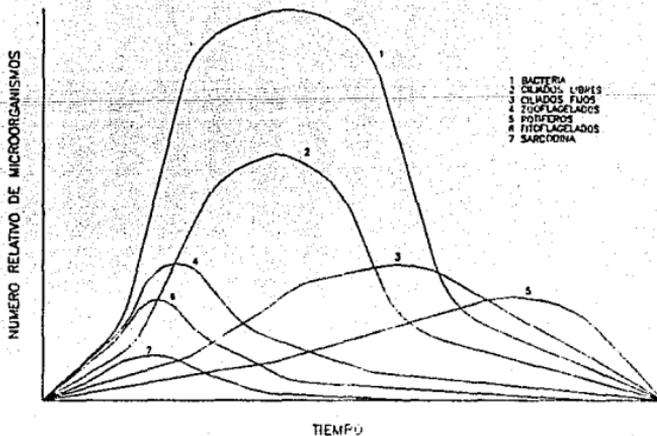


FIGURA 5.1.1(b) CRECIMIENTO RELATIVO DE MICROORGANISMOS EN EL CURSO DE LA ESTABILIZACION DE UN RESIDUO ORGANICO EN MEDIO LIQUIDO.

5.1.2 Cinética del crecimiento biológico.- El control de las condiciones ambientales asegurará el que los microorganismos tengan el medio adecuado donde poderse desarrollar. Las condiciones ambientales pueden controlarse mediante regulación del pH, de la temperatura, adición de nutrientes, adición o exclusión de oxígeno y también mediante una mezcla correcta.

A fin de asegurar que los microorganismos crezcan, se les debe permitir que permanezcan en el sistema el tiempo suficiente para que se reproduzcan. Este periodo depende de la tasa de su crecimiento, la cual está en relación directa con la tasa a la que metabolizan o utilizan el residuo. Suponiendo que las condiciones ambientales estén debidamente controladas, puede asegurarse una estabilización eficaz mediante el control de la tasa de crecimiento de los microorganismos.

- **RELACION ALIMENTO-MICROORGANISMOS.-** También conocida como factor de carga del proceso, utilización específica, tasa de eliminación del sustrato.

$$U = (Df/Dt)_M / X_M \quad 5.1$$

$(Df/Dt)_M$.- Representa la masa del sustrato utilizada por la masa de microorganismos X_M en un periodo de tiempo finito Dt .

- **TIEMPO MEDIO DE RETENCION CELULAR.-** También llamado tiempo de retención de los sólidos, edad del lodo)

$$O_c = \frac{X_M}{(Dx/Dt)_M} \quad 5.2$$

X_M = Masa microbiana total activa.

$(Dx/Dt)_M$ = Cantidad total de la masa microbiana extraída diariamente del sistema de tratamiento.

$1/O_c$ = Tasa de crecimiento específico o fraccional.

$$1/O_c = YU - K_d \quad 5.3$$

Y = Coeficiente de producción o crecimiento, en masa de microorganismos / masa de sustrato utilizado.

K_d = Coeficiente de desaparición de los microorganismos en tiempo⁻¹

Por la ecuación 5.3 puede comprobarse que $1/Oc$, tasa de crecimiento de los microorganismos, y U , relación alimento - microorganismos, están directamente relacionados. Puede lograrse la eficiencia deseada de un tratamiento mediante el control de Oc o U . Debido a lo fácil que es medir Oc se le considera como el parámetro ideal para el control del proceso.

5.1.3 Aplicación de la cinética a los sistemas de tratamiento.- Los recipientes, tanques o depósitos en los que se llevan a cabo las reacciones químicas y biológicas se llaman reactores.

PRINCIPALES TIPOS DE REACTORES Y CARACTERISTICAS DEL FLUJO.- Los cuatro tipos principales de reactores utilizados para el tratamiento biológico de residuos se clasifican, según sus características de flujo hidráulico, en:

- Reactor de flujo discontinuo
- Reactor de flujo en pistón
- Reactor de mezcla completa
- Reactor de flujo arbitrario

El reactor de flujo discontinuo se caracteriza porque el flujo no entra ni sale de forma continua.

Se dice que un flujo es arbitrario cuando nos encontramos ante cualquier grado de mezcla parcial comprendido entre el flujo en pistón y el de mezcla completa.

En el flujo en pistón, las partículas del fluido pasan a través del tanque y son descargadas en el mismo orden que entran. Las partículas conservan su identidad y permanecen en el tanque durante un tiempo igual al tiempo teórico de detención. Este tipo de flujo es aproximadamente el que se produce en tanques alargados con una alta relación longitud - anchura.

$$\text{Tiempo de detención} = V/Q$$

V = volumen
 Q = gasto

La mezcla completa tiene lugar cuando las partículas que entran al tanque son inmediatamente dispersadas por todo el recinto. La mezcla completa se lleva a cabo en tanques redondos o cuadrados si el contenido de éstos está uniforme y continuamente distribuido. Si se inyectase por la entrada un flujo continuo de un trazador a una concentración C_0 , la forma de presentarse el trazador en la salida sería la que aparece en la figura 5.1.3(a). La expresión será:

$$C = C_0(1 - e^{-t\tau/t_d})$$

C = Concentración del trazador en el efluente en el tiempo t_a

C_o = Concentración del trazador en el flujo entrante

t_d = tiempo de detención V/Q

La expresión correspondiente para la concentración efluente de un reactor al que se le esté extrayendo el trazador será:
(ver figura 5.1.3(b))

$$C = C_o(e^{-t_a/t_d})$$

Hasta aquí la discusión se ha referido tan sólo a las características hidráulicas de los distintos reactores. En los apartados que siguen, se combinan las ecuaciones cinéticas que describen el crecimiento de los microorganismos y la eliminación del sustrato con el análisis hidráulico de estos reactores. También se consideran los efectos de la recirculación ya que la mayoría de los reactores biológicos funcionan con alguna forma de recirculación.

MEZCLA COMPLETA SIN RECIRCULACION.- En este tipo de reactor la mezcla es total y no hay organismos en el flujo entrante. El esquema se presenta en la figura 5.1.3(c) donde:

Q = Gasto

S_o = Concentración del residuo en el flujo entrante

X = Concentración de la masa de microorganismos en el reactor

V = Volumen del reactor

S = Concentración del residuo entrante no degradado biológicamente en el reactor y por lo tanto que aparece en el efluente.

En este sistema, el tiempo de detención hidráulico o del líquido O es:

$$O = V/Q$$

El tiempo medio de retención celular O_c se define como:

$$O_c = \frac{VX}{QX}$$

donde X es la concentración de la masa de microorganismos en el reactor. Simplificando:

$$O = O_c$$

Esta es una característica importante del sistema de mezcla

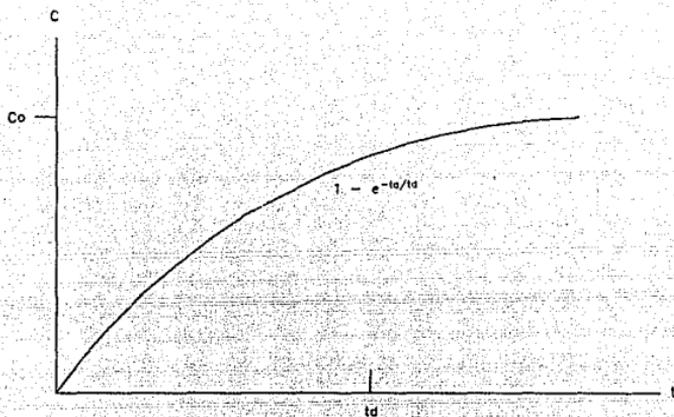


FIGURA 5.1.3(a) INTRODUCCION CONTINUA DEL TRAZADOR

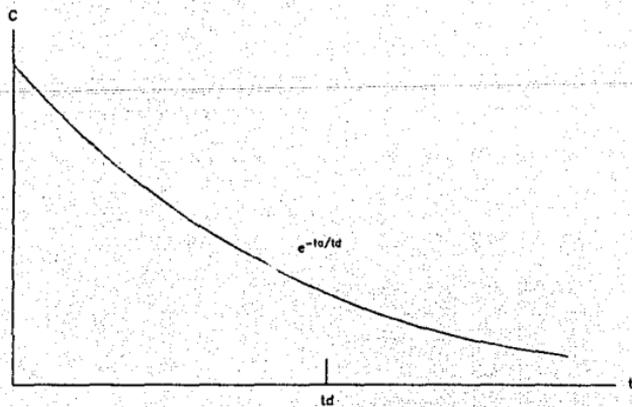


FIGURA 5.1.3(b) INTRODUCCION INSTANTANEA DEL TRAZADOR

Esta es una característica importante del sistema de mezcla completa sin recirculación.

Un balance para la masa de microorganismos presentes en el sistema reactor puede expresarse así:

$$1/Oc = YU - Kd$$

Puesto que $Oc = 0$ en este sistema, la relación alimento - microorganismos U está directamente relacionada con el tiempo de retención hidráulico del sistema O .

La relación Oc y U y, por tanto, de O , con la eficiencia de la estabilización del residuo en el reactor puede definirse del siguiente modo:

$$E = 100 \frac{So - S}{So} \quad 5.4$$

donde

E = Eficiencia de la estabilización del residuo, en %

Una expresión para la concentración del sustrato en el efluente S es (ver figura 5.1.3(d)):

$$S = \frac{U * Ks}{K - U} \quad 5.5$$

donde

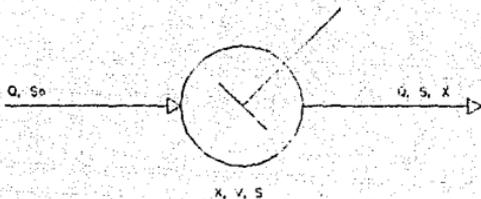
U = Relación alimento - microorganismos

Ks = Concentración del sustrato para la cual la tasa de utilización del mismo por unidad de peso de microorganismos es la mitad de la tasa máxima en masa/volumen.

K = Tasa máxima de utilización del sustrato por unidad de peso de microorganismos, en tiempo⁻¹

Los coeficientes cinéticos Y , K , Ks y Kd pueden definirse para un residuo específico, una comunidad biológica y un conjunto particular de condiciones ambientales.

La concentración del residuo en el efluente S es función directa de Oc o de U . El establecimiento de uno de estos tres parámetros no sólo fija los otros dos sino que también especifica la eficiencia de la estabilización biológica del residuo.



Q = GASTO

S_0 = CONCENTRACION DEL RESIDUO EN EL FLUJO ENTRANTE

X = CONCENTRACION DE LA MASA DE MICROORGANISMOS EN EL REACTOR

V = VOLUMEN DEL REACTOR

S = CONCENTRACION DEL RESIDUO ENTRANTE NO DEGRADADO BIOLÓGICAMENTE EN EL REACTOR Y POR LO TANTO QUE APARECE EN EL EFLENTE.

FIG 5.1.3(c) ESQUEMA DE UN REACTOR DE MEZCLA COMPLETA SIN RECIRCULACION.

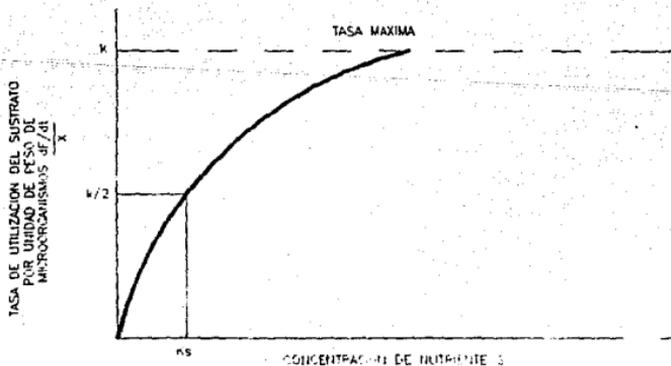


FIG 5.1.3(d) TASA DE UTILIZACION DEL SUSTRATO POR UNIDAD DE MASA DE MICROORGANISMOS EN RELACION CON LA CONCENTRACION DE UN NUTRIENTE LIMITANTE

En un sistema de mezcla completa sin recirculación que tiene un crecimiento específico (valores concretos para S_0 , Y , K_s , K y K_d), la fijación del tiempo medio de retención celular O_c establece la concentración de los microorganismos X en el reactor.

$$X = \frac{Y(S_0 - S)}{1 + K_d \cdot O_c}$$

Las ecuaciones 4 y 5 se dibujan para un sistema de mezcla completa sin recirculación y crecimiento específico. Figura 5.1.3(e).

Como puede comprobarse, la concentración efluente S y la eficiencia del tratamiento E están directamente relacionados con O_c , que es igual a O . Si se desea obtener una gran eficiencia en el tratamiento, ha de prolongarse O_c lo que significa que O también deberá serlo en igual medida. Este tipo de operación es característico de los sistemas convencionales de tratamiento anaerobio y de algunos procesos modificados de lodos activados. El modelo de mezcla completa sin recirculación puede también ser empleado aunque con precaución, para simular los estanques de estabilización y las lagunas que son sistemas de flujo continuo sin recirculación, aunque no de mezcla completa.

La sedimentación es, de hecho, una operación unitaria efectiva dentro de la eficiencia total de estos procesos y las ecuaciones precedentes no incluyen el efecto de la sedimentación.

Por la figura 5.1.3(e) puede comprobarse que existe cierto valor de O_c por debajo del cual no tiene lugar la estabilización del residuo. A este valor crítico de O_c se le llama tiempo mínimo medio de retención celular O_c^m .

$$1/O_c^m = YK - K_d$$

Evidentemente, los sistemas de tratamiento biológico no deberán proyectarse con valores de O_c iguales a O_c^m .

Con objeto de asegurar que el tratamiento de los residuos sea adecuado, los sistemas de tratamiento biológico se suelen diseñar y operar con un valor O_c de 2 a 20 veces O_c^m .

Los valores de los parámetros Y , K , K_s y K_d han de ser conocidos para que un modelo particular pueda utilizarse convenientemente. Para aguas residuales domésticas estos valores son los siguientes:

$$\begin{aligned} K &= 5.6 \text{ días}^{-1} \\ K_s &= 22 \text{ mg/l} \\ K_d &= 0.07 \text{ días}^{-1} \end{aligned}$$

$$Y = 0.67 \text{ mg(SSV)/mg}$$
$$O_c^m = 0.27 \text{ días}$$

Según la figura 5.1.3(e) puede parecer que un aumento continuo de O_c da como resultado una mayor eficiencia del tratamiento; sin embargo, las limitaciones operacionales reducen el valor de O_c que puede utilizarse. Estas limitaciones son consecuencia de la elevada concentración de los microorganismos que, a su vez, es resultado de los elevados valores de O_c . Tales limitaciones suponen:

- 1.- Dificultad en conseguir la mezcla de los microorganismos en el reactor.
- 2.- Limitaciones en la transferencia de oxígeno en un sistema aerobio.
- 3.- Separación inadecuada de los microorganismos en el tanque de sedimentación.
- 4.- Agotamiento de los nutrientes.

MEZCLA COMPLETA CON RECIRCULACION CELULAR.- En este sistema (Ver figura 5.1.3(f)) el contenido del reactor está en condiciones de mezcla completa y se supone que no hay microorganismos en el agua residual afluente. El sistema contiene un dispositivo sedimentador en el que las células del reactor se depositan y, a continuación, son introducidas de nuevo al reactor. Debido a la presencia de esta instalación de sedimentación, se pueden establecer dos nuevas hipótesis en el desarrollo de un modelo cinético para este sistema:

- 1.- La estabilización del agua residual por los microorganismos solamente tiene lugar en el reactor. Esta suposición conduce a un modelo conservador, ya que en algunos sistemas puede haber alguna estabilización del residuo en la unidad de sedimentación.
- 2.- El volumen utilizado al calcular el tiempo medio de retención celular en el sistema incluye solamente el volumen del reactor. Se supone que el tanque de sedimentación sirve como depósito del que los sólidos son retornados para mantener un nivel dado de los mismos en el tanque de aeración.

El tiempo medio de retención hidráulico para el sistema O_s se define como:

$$O_s = V_s/Q$$

V_s = volumen del reactor más volumen del tanque de sedimentación.

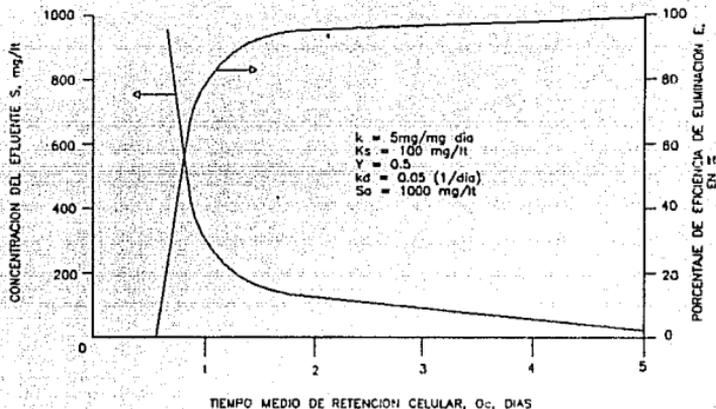
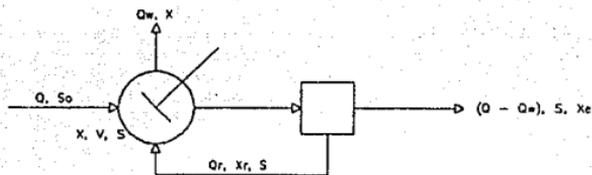


FIG 5.1.3(e) CONCENTRACION DEL EFLUENTE Y EFICACIA DE ELIMINACION EN RELACION CON EL TIEMPO MEDIO DE RETENCION CELULAR PARA UN REACTOR DE MEZCLA COMPLETA SIN RECIRCULACION



$Q_w =$ CAUDAL DE LA PURGA

$X_e =$ CONCENTRACION DE MICROORGANISMOS EN EL EFLUENTE DEL TANQUE DE SEDIMENTACION

$Q_r, X_r =$ GASTO Y MASA DE MICROORGANISMOS DE RETORNO

FIG 5.1.3(f) ESQUEMA DE UN REACTOR DE MEZCLA COMPLETA CON RECIRCULACION CELULAR.

Q = caudal afluente

El tiempo medio de retención hidráulica para el reactor O se define como:

$$O = V/Q$$

donde V es el volumen del reactor.

Para este sistema, el tiempo medio de retención celular O_c es:

$$O_c = \frac{VX}{QwX + (Q-Qw)X_e}$$

donde

Qw = caudal de la purga

X_e = concentración de microorganismos en el efluente del tanque de sedimentación.

En un sistema con una instalación de sedimentación que funcione adecuadamente, la cantidad de células en el efluente es muy pequeña y la ecuación anterior se puede simplificar quedando así:

$$O_c = V/Qw$$

Al comparar esta ecuación con las ecuaciones del tiempo medio de retención hidráulica para el sistema O_s y la del tiempo medio de retención hidráulica para el reactor O , se comprueba que, para un volumen dado de reactor, O_c es teóricamente independiente de O y de O_s . Sin embargo, en la práctica, O_c no puede ser del todo independiente de O y O_s .

Un balance material para la masa de microorganismos de todo el sistema se puede expresar de este modo:

$$1/O_c = YU - K_d$$

Esta ecuación es igual que la presentada para el sistema de mezcla completa sin recirculación. En ambos sistemas existe una relación directa entre O_c y U . En este sistema con recirculación, al igual que en el sistema sin recirculación, la concentración de residuo en el efluente S está directamente relacionado con O_c o U . En ambos sistemas, el hecho de controlar O_c o U establece la concentración del efluente.

En un sistema con recirculación O_c y U son teóricamente independientes del tiempo de retención hidráulico O y del sistema O_s . De este modo, es posible alcanzar un elevado O_c

y, consecuentemente, una buena eficiencia del tratamiento sin que suban O o O_s .

La concentración de la masa de los microorganismos X en el reactor es:

$$X = \frac{OcY(S_o - S)}{O(1 + K_dOc)}$$

Puesto que Oc y U están directamente relacionados con la calidad del efluente o la eficiencia de tratamiento, el hecho de controlar Oc o U en un proceso de tratamiento biológico supondrá controlar directamente la eficiencia del proceso, lo que puede efectuarse independientemente de O o O_s en un sistema con recirculación. La elección del parámetro a utilizar para el control del tratamiento (Oc o U) no es difícil.

Para determinar la relación alimento - microorganismos U utilizaremos la ecuación 5.1. Es preciso conocer el alimento utilizado y la masa efectiva de microorganismos. El alimento utilizado se calcula determinando la diferencia entre las DQO o DBO (demanda química de oxígeno o demanda bioquímica de oxígeno) del afluente y efluente. La valoración de la masa de microorganismos suele hacer impracticable el uso de U como parámetro de control. El parámetro más frecuentemente utilizado como medida de los sólidos biológicos es el de los sólidos suspendidos volátiles en la unidad de tratamiento, aún cuando no sea del todo satisfactorio a causa de la variabilidad de la materia volátil presente en el residuo que no está relacionada con la materia celular activa.

Utilizando Oc como un parámetro de control del tratamiento, no habrá necesidad de valorar la cantidad de sólidos biológicos en el sistema, ni tampoco habrá por qué calcular la cantidad de alimento utilizado. El uso de Oc se basa simplemente en el hecho de que, para controlar la tasa de crecimiento de los microorganismos y, por lo tanto, el grado de estabilización del agua residual, deberá purgarse diariamente un porcentaje concreto de la masa celular en el sistema. Así pues, si se desea un Oc de 10 días para la eficiencia requerida por el tratamiento, se purgará diariamente del sistema un 10% de la masa total de las células. En el sistema de mezcla completa con recirculación, esta eliminación de células se efectúa desde el reactor o tanque del líquido mezcla. Tal y como lo indica la siguiente ecuación:

$$Oc = V/Q_w$$

al purgar las células directamente del reactor, sólo se necesitará conocer Q_w y V para determinar Oc . La purga

realizada de esta manera aporta un método directo para controlar y medir O_c .

En la mayoría de los procesos de tratamiento biológico, la purga de células se realiza extrayéndolas de la línea de recirculación de lodos. Si se hace de esta forma tendremos:

$$O_c = \frac{VX}{Q'wXr + (Q - Q'w)Xe}$$

donde

Xr = concentración de microorganismos en la línea de retorno de lodos.

$Q'w$ = caudal de purga de células desde la línea de retorno.

Suponiendo que Xe sea muy pequeño, la ecuación se expresará del siguiente modo:

$$O_c = \frac{VX}{Q'wXr}$$

Por tanto, efectuar la purga desde la línea de retorno supone el conocimiento previo de la concentración de microorganismos del líquido mezcla y del lodo de retorno.

En un sistema de mezcla completa con recirculación también existe un tiempo mínimo medio de retención celular O_c^m , por debajo del cual no puede haber estabilización del residuo. El valor específico de O_c^m esta en función de la concentración del residuo y de los parámetros que caracterizan la cinética del proceso biológico Y , K , K_s y K_d . Las ecuaciones utilizadas para determinar O_c^m en sistemas sin recirculación pueden ser utilizadas en sistemas con recirculación. Los valores de O_c usados para el proyecto de procesos biológicos se basan en el valor de O_c^m del agua residual que se trate.

Como anteriormente se señaló, O_c es independiente de O , sea cual fuere el punto desde el que se efectúe la purga. Sin embargo, hablando desde el punto de vista práctico con vistas a lograr un buen funcionamiento de una planta de tratamiento que haga uso de procesos biológicos, deberá fijarse un tiempo mínimo de retención hidráulico O antes de que O_c se convierta en un parámetro de control. Los factores más importantes que tienden a negar la independencia completa entre O_c y O son:

- 1.- La tasa de transferencia de oxígeno en el reactor de un sistema aerobio.
- 2.- El funcionamiento adecuado de la unidad de sedimentación.

3.- Las características de sedimentación de los sólidos suspendidos del líquido mezcla.

El modelo cinético desarrollado en la discusión precedente puede utilizarse en el diseño y análisis de procesos anaerobios y aerobios del tipo de mezcla completa, con recirculación celular. También se puede emplear para mostrar cómo varían los parámetros del sistema con las distintas condiciones de diseño. La elección final de los valores de proyecto debe basarse, pues, en los resultados del análisis con el modelo, junto con otras consideraciones de tipo económico y de funcionamiento.

FLUJO EN PISTON CON RECIRCULACION CELULAR.- Este sistema mostrado en la figura 5.1.3(g) puede utilizarse para obtener modelos de ciertas formas del proceso de lodos activados. La característica que distingue a este sistema que incluye la recirculación radica en el régimen hidráulico del reactor que es del tipo en pistón. En un modelo de flujo en pistón verdadero, todas las partículas que entran en el reactor permanecen en él el mismo periodo de tiempo. Algunas de las partículas pueden pasar más de una vez por el reactor debido a la recirculación, pero mientras las partículas se hallen en el tanque, todas ellas lo atravesarán en un mismo tiempo.

La realización de un modelo cinético del sistema de flujo en pistón es matemáticamente difícil; a pesar de ello existen dos hipótesis simples que conducen a un útil modelo cinético del reactor de flujo de descarga:

1.- La concentración de microorganismos en el flujo entrante en el reactor es aproximadamente la misma que la del efluente del mismo. Esta suposición sólo tiene validez si O_c/O es mayor que 5. La concentración media resultante de microorganismos en el reactor viene simbolizada por X_m .

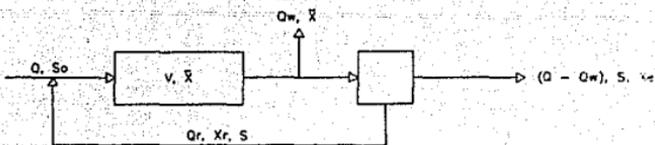
2.- La tasa de utilización del sustrato conforme el agua residual atraviesa el reactor, viene dada por la siguiente expresión:

$$\frac{1}{O_c} = \frac{YK(S_o - S)}{(S_o - S) + K_s \ln(S_o/S)} - K_d$$

para r menor que 1

donde r es la relación volumétrica de recirculación. Esta ecuación es muy parecida a la siguiente que se aplica a sistemas de mezcla completa, con y sin recirculación:

$$\frac{1}{O_c} = \frac{YK S}{K_s + S} - K_d$$



Q_w = CAUDAL DE LA PURGA

X_e = CONCENTRACION DE MICROORGANISMOS EN EL EFLUENTE DEL TANQUE DE SEDIMENTACION

Q_r, X_r = GASTO Y MASA DE MICROORGANISMOS DE RETORNO

X = CONCENTRACION MEDIA DE MICROORGANISMOS EN EL REACTOR

FIG 5.1.3(g) ESQUEMA DE UN REACTOR DE FLUJO EN PISTON CON RECIRCULACION CELULAR.

La diferencia principal entre las dos ecuaciones estriba en que en la de flujo a pistón, O_c es también función de la concentración del agua residual afluente S_o .

Conviene resaltar que en este modelo los microorganismos en exceso se purgan del reactor y no de la línea de retorno. Por tanto, O_c en el sistema de flujo en pistón con recirculación podría definirse del mismo modo que en el sistema de mezcla completa con recirculación celular:

$$O_c = V/Q_w$$

siendo de aplicación las mismas suposiciones. El tiempo medio de retención hidráulico del residuo en el reactor O y en el sistema de flujo en pistón O_s puede definirse utilizando las mismas ecuaciones que se utilizaron en el sistema de mezcla completa con recirculación celular:

$$O_s = V_s/Q \quad O = V/Q$$

La concentración media de microorganismos en el reactor del sistema de flujo en pistón puede obtenerse así:

$$X_m = \frac{O_c * Y (S_o - S)}{O(1 + K_d O_c)}$$

El sistema de flujo en pistón con recirculación es teóricamente más eficaz en la estabilización de la mayoría de los residuos solubles que el sistema de mezcla completa con recirculación. En la práctica, es difícil obtener un régimen auténtico de flujo en pistón, debido a la dispersión longitudinal. Esta dificultad junto con el hecho de que el sistema de flujo en pistón no puede soportar cargas puntuales tan bien como el sistema de mezcla completa, tiende a reducir las diferencias en la eficiencia del tratamiento de los dos modelos. Mediante la división del tanque de aeración en una serie de reactores de mezcla completa, se ha demostrado que se obtiene una mejora en el rendimiento del tratamiento sin una pérdida importante en la capacidad del sistema para soportar cargas puntuales.

5.2 EL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS.- Este proceso ha sido muy utilizado en su forma original así como en otras versiones modificadas posteriormente. La figura 5.2(a) muestra el diagrama típico de una planta de tratamiento que incorpora el proceso de lodos activados. En este apartado se presenta y analiza la aplicación práctica de este proceso. El material se dividirá en cinco secciones principales que versarán sobre:

- 1.- Consideraciones sobre el diseño del proceso.
- 2.- Proyecto de instalaciones de aeración por medio de difusores.
- 3.- Proyecto de aeradores mecánicos
- 4.- Proyecto de tanques de aeración y equipo de los mismos
- 5.- Proyecto de instalaciones para la separación de los sólidos del lodo activado.

El proceso de lodos activados es un proceso biológico de contacto, en el que los organismos vivos aerobios y los sólidos orgánicos de las aguas residuales, se mezclan íntimamente en un medio ambiente favorable para la descomposición aeróbica de los sólidos. Como el medio ambiente está formado por las mismas aguas residuales, la eficacia del proceso depende de que se mantenga continuamente oxígeno disuelto en las aguas residuales durante todo el tratamiento.

No obstante, el medio ambiente, por si mismo, no logra mucho, a no ser que esté poblado por suficientes operarios vivientes.

Las aguas residuales comunes contienen algunos de estos operarios biológicos, pero su número es demasiado pequeño para que puedan llevar a cabo el trabajo requerido. Es necesario, por lo tanto, agregar muchos más organismos y distribuirlos bien por todas las aguas residuales, antes de que el proceso de lodos activados pueda empezar a funcionar con eficacia.

Las aguas residuales contienen algo de sólidos suspendidos y coloidales, de manera que cuando se agitan en presencia de aire, los sólidos suspendidos forman núcleos sobre los cuales se desarrolla la vida biológica pasando gradualmente a formar partículas más grandes de sólidos que se conocen como lodos activados.

Los lodos activados están formados por flóculos parduscos que consisten, principalmente, en materia orgánica procedente de las aguas residuales, poblados por miríadas de bacterias y otras formas de vida biológica. Estos lodos activados, con

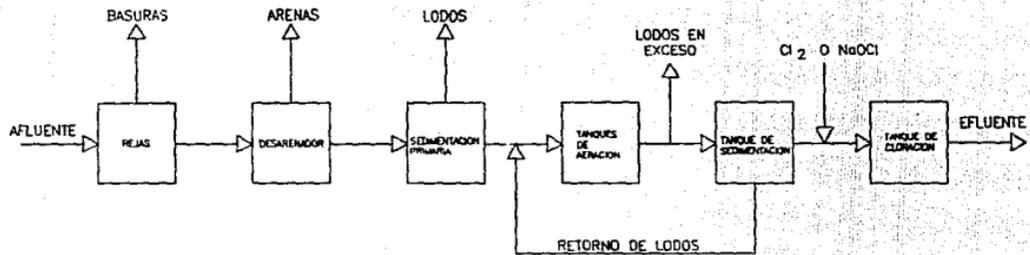


FIG 5.2(a) DIAGRAMA DE FLUJO DE UNA PLANTA TIPICA DE TRATAMIENTO DE LODOS ACTIVADOS.

sus organismos vivos, tienen la propiedad de absorber o adsorber la materia orgánica coloidal y disuelta, incluyendo el amoníaco de las aguas residuales con lo que disminuye la cantidad de sólidos suspendidos. Los organismos biológicos utilizan como alimento al material absorbido convirtiéndolo en sólidos insolubles no putrescibles. Algunas bacterias atacan las sustancias complejas originales, produciendo como desecho compuestos más simples. Otras bacterias usan estos desechos, produciendo compuestos aun más simples, continuando así el proceso hasta que los productos finales de desecho no pueden ya ser usados como alimento por las bacterias.

En tanto que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan el residuo orgánico del afluente, las actividades metabólicas de otros microorganismos son igualmente importantes en el sistema de lodos activados. Por ejemplo, los protozoos y rotíferos actúan como depuradores. Los protozoos consumen las bacterias dispersas que no han floculado y los rotíferos consumen cualesquiera partículas biológicas pequeñas que no se hayan sedimentado.

Por otro lado, del mismo modo que es importante que las bacterias descompongan el residuo orgánico tan rápidamente como sea posible, también lo es el que formen un flóculo adecuado, puesto que ello es un requisito previo para la separación de los sólidos biológicos en la instalación de sedimentación. Se ha observado que cuando se aumenta el tiempo medio de retención celular O_c , mejoran las características de sedimentación del flóculo biológico. En el caso de aguas residuales domésticas se requieren tiempos medios de retención celular del orden de 3 a 4 días para conseguir una buena sedimentación.

La generación de lodos activados o flóculos en las aguas residuales, es un proceso lento, de manera que la cantidad así formada en cualquier volumen de aguas residuales, durante su periodo de tratamiento es muy pequeña e inadecuada para tratar rápida y eficazmente las aguas residuales, pues se requiere de una gran concentración de lodos activados. Esta gran concentración se logra recolectando los lodos producidos por cada volumen de aguas residuales tratadas y usándolos nuevamente para el tratamiento de volúmenes subsiguientes de aguas residuales. Este es un proceso acumulativo por el que, eventualmente, se producirá mayor cantidad de lodos activados de los que se requieren. La excesiva acumulación, o exceso de lodos activados, se retira continuamente del proceso de tratamiento y se acondiciona para su disposición final.

Los lodos activados deben mantenerse en suspensión durante su periodo de contacto con las aguas residuales a tratar, mediante algún método de agitación. Por lo tanto, el proceso de lodos activados consta de las siguientes etapas:

- 1.- Mezclado de los lodos activados con las aguas residuales que se van a tratar.
- 2.- Aeración y agitación de este licor mezclado durante el tiempo que sea necesario.
- 3.- Separación de los lodos activados del licor mezclado.
- 4.- Recirculación de la cantidad adecuada de lodos activados, para mezclarlos con las aguas residuales.
- 5.- Disposición del exceso de lodos activados.

La dependencia de la temperatura en la constante de velocidad de la reacción biológica es muy importante a la hora de valorar la eficacia total de un proceso de tratamiento biológico. La temperatura no sólo influye en las actividades metabólicas de la población microbiológica sino que tiene un profundo efecto en factores tales como las tasas de transferencia de gases y características de sedimentación de los sólidos biológicos. El efecto de la temperatura sobre la velocidad de reacción de un proceso biológico se expresa, por lo general, de la siguiente forma:

$$Kt/K_{20} = C(T-20)$$

donde

K_t .- velocidad de reacción a T °C

K_{20} .- velocidad de reacción de 20 °C

C .- coeficiente actividad - temperatura

T .- temperatura, en °C

Los valores de C para ciertos procesos biológicos se muestran en la siguiente tabla:

Coeficientes actividad - temperatura para distintos procesos biológicos

Procesos	C
Lodos activados	1.00 - 1.03
Filtros percoladores	1.02 - 1.04
Lagunas de aeración	1.06 - 1.09

5.2.1 Consideraciones sobre el diseño del proceso.- Los factores a tener en cuenta en el diseño de un proceso de lodos activados son:

- 1.- Criterios de carga
- 2.- Selección del tipo de reactor

- 3.- Producción de lodos
- 4.- Transferencia y necesidad de oxígeno
- 5.- Necesidad de nutrientes
- 6.- Separación de las fases sólida - líquida
- 7.- Características del efluente

CRITERIOS DE CARGA.- Los dos parámetros racionales más utilizados son la relación alimento - microorganismos U y el tiempo medio de retención celular O_c .

Los valores típicos para la relación alimento - microorganismos, citados en la bibliografía existente, varían de 0.2 a 0.5 representando el valor mínimo un tipo de funcionamiento conservador. El empleo de tiempos medios de retención celular de, aproximadamente, 6 a 15 días da como resultado un efluente estable y de alta calidad así como un lodo con excelentes características de sedimentabilidad.

Al comparar estos parámetros, U puede considerarse como una medida de la rapidez con que el alimento (DBO) es utilizado por una masa unitaria de microorganismos mientras que O_c es una medida del tiempo medio de residencia de los organismos en el sistema. La relación entre el tiempo medio de retención celular O_c y la relación alimento - microorganismos U es:

$$1/O_c = YU - K_d$$

También se han aplicado relaciones empíricas basadas en el volumen y tiempo de detención. El tiempo de detención del agua residual es importante porque representa aproximadamente el tiempo medio de contacto del agua residual en el lodo. Los tiempos de detención del agua residual en el tanque de aeración se sitúan entre 4 - 8 horas. Las "Ten States Standards" (normas de proyecto de plantas de tratamiento en los Estados Unidos) exigen un periodo de 6 horas para caudales mayores de 3,785 m³/día y de 7.5 horas para caudales comprendidos entre 750 y 3,000 m³/día.

El volumen requerido para el tratamiento es directamente proporcional al tiempo de detención y al caudal. Las cargas orgánicas se expresan en kg de DBO₅ aplicadas diariamente por m³ de volumen del tanque de aeración. Los valores típicos oscilan entre 0.32 a 0.64 kg/m³.

SELECCION DEL TIPO DE REACTOR.- Una de las consideraciones más importantes en el diseño de cualquier proceso biológico es la selección del tipo de reactor o reactores a utilizar en el proceso de tratamiento. Los factores operacionales a considerar son:

- 1.- Cinética de reacción que gobierna el proceso de tratamiento.
- 2.- Transferencia y necesidad de oxígeno

3.- Naturaleza del agua a tratar

4.- Condiciones ambientales locales.

En la práctica, los costos de mantenimiento y funcionamiento y los iniciales de construcción también intervienen en la selección del reactor.

El efecto de la cinética de reacción sobre la elección del reactor se manifiesta al considerar:

1.- Un sistema reactor compuesto por una serie de reactores idénticos de mezcla completa.

2.- Un reactor con dispersión axial y entrada y salida arbitrarias.

En el primer caso, el problema se puede aproximar considerando el flujo ideal en un sistema de reactores de mezcla completa, dispuestos en serie, tal como los mostrados en la figura 5.2.1(a) en el que el efluente de un reactor sirve como afluente para el reactor siguiente. La cinética de reacción es la siguiente:

$$(dC_n/dt)V_n = QC_{n-1} - QC_n - KC_nV_n$$

donde

dC_n/dt = Tasa de variación del sustrato en el reactor

Q = caudal

C_{n-1} = concentración del sustrato en el caudal entrante.

C_n = concentración del sustrato en el caudal saliente

K = Tasa de eliminación del sustrato.

En estado de equilibrio ($dC_n/dt = 0$), la ecuación anterior quedará así:

$$\frac{C_n}{C_{n-1}} = \frac{1}{(1 + KV_n/Q)}$$

Aplicando esta ecuación a n reactores en serie dará como resultado:

$$\frac{C_n}{C_o} = \frac{1}{(1 + KV/nQ)^n}$$

donde

V = volumen de todos los reactores en serie

n = número de reactores en serie

Co = concentración del sustrato en el afluente.

Utilizando la ecuación anterior, el volumen total V -respecto a Q y K- para diversas eficiencias de eliminación con 1, 2, 4, 6, 8 o 10 reactores en serie, se presenta en la tabla siguiente:

Tabla 5.2.1(a).- Volumen requerido por los reactores de mezcla completa y distintas eficiencias de eliminación.

No. de reactores en serie	Volumen requerido del reactor Q/K Eficiencia de eliminación			
	85%	90%	95%	98%
1	5.67	9.00	19.00	49.00
2	3.18	4.32	6.96	12.14
4	2.48	3.10	4.48	6.64
6	2.22	2.82	3.90	5.50
8	2.16	2.64	3.60	5.04
10	2.10	2.60	3.50	4.80
F. en pistón	1.90	2.30	3.00	3.91

El volumen de los reactores individuales es igual al valor obtenido de la tabla dividido por el número de reactores en serie.

Esta tabla se muestra gráficamente en la figura 5.2.1(b).

En el caso extremo, cuando el número de reactores aumente, el volumen requerido se aproximará al de un reactor de flujo en pistón, el cual puede calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$V_r = \frac{Q}{K} - \int_{C_o}^c \frac{dc}{c}$$

donde

V_r = volumen del reactor de flujo en pistón.

Co = concentración del sustrato en el caudal entrante

C = concentración del sustrato en el caudal saliente.

Analizando, se llega a la conclusión de que el volumen total requerido para una serie de reactores de mezcla completa (cuatro o más) es considerablemente menor que el requerido para un reactor simple de mezcla completa. Más aun, la

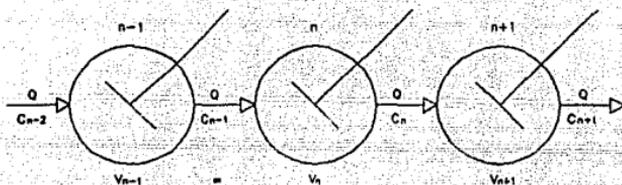


FIG 5.2.1(a) ESQUEMA DE UN GRUPO DE REACTORES DE MEZCLA COMPLETA DISPUESTOS EN SERIE.

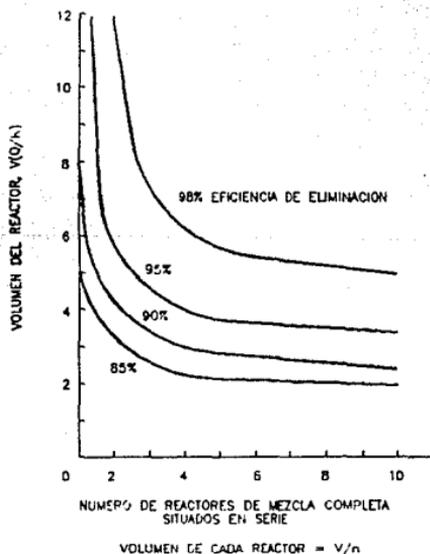


FIG 5.2.1(b) RELACION ENTRE EL VOLUMEN DE REACTOR NECESARIO Y EL NUMERO DE REACTORES DE MEZCLA COMPLETA DISPUESTOS EN SERIE PARA DIVERSAS EFICIENCIAS DE ELIMINACION.

para un reactor simple de mezcla completa. Más aun, la diferencia de volumen se vuelve más pronunciada conforme aumenta la eficiencia de eliminación.

En el segundo caso, el estudio de un reactor con dispersión axial (flujo no ideal) es otro medio de interpretar los datos de la tabla anterior. Puede suponerse que los valores intermedios de esta tabla representan el volumen requerido por un reactor con flujo en pistón, que posea condiciones de dispersión variables. Por ejemplo, si el contenido de un reactor con flujo en pistón estuviese totalmente disperso, el resultado sería equivalente a un reactor de mezcla completa. Admitiendo que en la práctica ni el reactor de flujo en pistón ni el de mezcla completa funcionan como se ha supuesto, la siguiente ecuación representa el funcionamiento de un reactor con dispersión axial y condiciones arbitrarias de entrada y salida:

$$\frac{S}{S_0} = \frac{4a(\exp(1/2d))}{(1+a)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)}$$

donde

S = concentración del sustrato en el efluente

S₀ = concentración del sustrato en el afluente

a = (1+4Ktd)^{1/2}

d = factor de dispersión = D/uL

D = coeficiente de dispersión axial, m²/hr

u = velocidad del fluido, m/hr

L = longitud característica, m

K = constante de reacción de primer orden

t = tiempo de detención, horas

A fin de facilitar el uso de la ecuación anterior se presenta la figura 5.2.1(c), en la que el término Kt se relaciona gráficamente con S/S₀ para factores de dispersión que varían desde cero en el caso de un reactor con flujo en pistón ideal, hasta infinito para un reactor de mezcla completa.

Los factores de dispersión para reactores convencionales de flujo en pistón se hallan dentro del intervalo de 0 a 0.2. En el caso de reactores con aeradores mecánicos provistos para funcionar como sistemas de mezcla completa, los valores de d se encuentran en el intervalo de 4 a infinito.

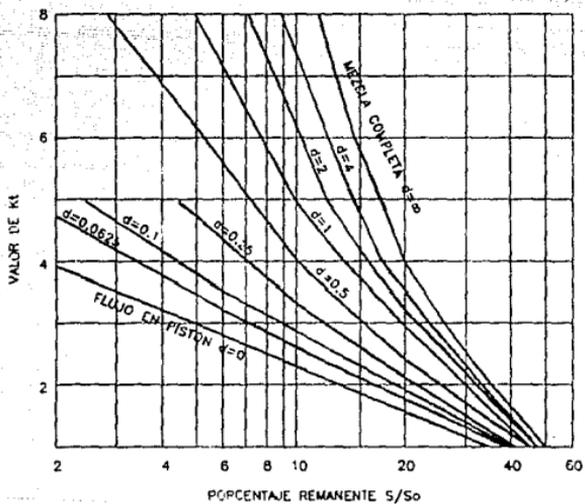


FIG 5.2.1(c) RELACION ENTRE LOS VALORES DE K_1 Y EL PORCENTAJE DE SUSTRATO REMANENTE PARA VARIOS FACTORES DE DISPERSION.

La relación entre los valores de K_t derivados del modelo de dispersión y los valores dados en la tabla 5.2.1(a) es la siguiente. Para una eficiencia de eliminación del 90% (10% remanente) y un factor de dispersión de 0.0625 el valor de K_t es 2.6 (véase figura 5.2.1(c)). Si se escribe K_t como:

$$K(V/Q)$$

entonces

$$V = 2.6(Q/K)$$

Comparando este valor con los datos de la tabla 5.2.1(a), se ve que el rendimiento de un reactor con flujo en pistón con un factor de dispersión de 0.0625 es equivalente a 10 reactores de mezcla completa dispuestos en serie. Por tanto, en el caso de un tanque con un grado dado de dispersión, será posible encontrar su equivalente en términos de un sistema de reactores en serie y comparar el volumen requerido con el de un reactor ideal único con flujo en pistón o mezcla completa.

Al aplicar el análisis precedente al proceso de lodos activados, pueden utilizarse las siguientes ecuaciones para describir la eliminación del sustrato soluble:

$$\frac{dF}{dt} = \frac{KXS}{K_s + S} = \frac{dS}{dt}$$

dF/dt = tasa de utilización del sustrato por los microorganismos, en masa/volumen tiempo.

$$X = \frac{O_c Y(S_o - S)}{O(1 + K_d O_c)}$$

$$\frac{1}{O_c} = \frac{YK(S_o - S)}{(S_o - S) + K_s \ln(S_o/S)} - K_d \text{ para } r < 1$$

La concentración de sustrato en el caudal de retorno puede desprejarse en la mayoría de los casos. Desde un punto de vista práctico, conviene señalar que el tiempo de detención hidráulica de muchos reactores de mezcla completa y flujo en pistón que se encuentran en uso es aproximadamente el mismo.

El segundo factor a tener en cuenta en la selección de reactores para el proceso de lodos activados es el referente a la transferencia y cantidad de oxígeno necesaria. En el pasado, en el caso de sistemas convencionales de aeración con flujo en pistón, solía suceder que no podía proporcionarse suficiente oxígeno para satisfacer las necesidades del mismo

en el extremo final del reactor. Esto llevó al desarrollo de las siguientes modificaciones del proceso de lodos activados:

1.- Proceso de aeración graduada, en el que se intenta ajustar el aire suministrado a la demanda de oxígeno.

2.- Proceso de aeración escalonada, en el que el agua residual entrante y los sólidos de retorno se distribuyen a lo largo del reactor (generalmente en 4 puntos).

3.- Proceso de lodos activados de mezcla completa, en el que el aire suministrado se ajusta o excede la demanda de oxígeno.

La mayoría de las antiguas limitaciones en la transferencia de oxígeno han sido hoy día superadas mediante la adecuada elección de los parámetros operativos de proceso y el equipo de aeración. También puede utilizarse oxígeno puro en vez de aire para superar dicha limitación.

El tercer factor que puede influenciar el tipo de reactor elegido es la naturaleza del agua residual. Por ejemplo, dado que el agua entrante está más o menos uniformemente dispersa en un reactor de mezcla completa, éste puede -en comparación con un reactor de flujo en pistón- resistir más fácilmente las cargas bruscas resultantes de la descarga a las alcantarillas de lodos conteniendo materiales tóxicos y orgánicos procedentes de procesos industriales.

El cuarto factor es el concerniente a las condiciones ambientales locales. De éstas, la temperatura quizá sea la más importante. No obstante es de notar que, en la práctica, el proceso convencional de lodos activados no se ve afectado por la temperatura, ya que los valores para el coeficiente de temperatura varían de 1.0 a 1.03.

PRODUCCION DE LODOS.- Es importante conocer la cantidad de lodo producido diariamente, ya que ello afectará el diseño de las instalaciones de eliminación y manipulación de lodos. Utilizando como criterio de carga el tiempo medio de retención celular, la cantidad de lodo a eliminar diariamente será:

$$\frac{dX}{dt} = \frac{XV}{Oc}$$

V.- volumen del reactor.

La cantidad de líquido dependerá del volumen del reactor. Cuando el control del proceso se base en otro de los criterios de carga, la cantidad de sólidos a purgar se tendrá que establecer por medio de tanteos.

OXIGENO NECESARIO Y SU TRANSFERENCIA.- La cantidad teórica de oxígeno que se necesita puede calcularse conociendo la DBO del agua residual y la cantidad de organismos purgados diariamente del sistema.

La cantidad teórica de oxígeno que necesita un sistema de lodos activados puede calcularse como:

$$O_2(\text{kg/día}) = (dF/dt)_L - 1.42(dX/dt)$$

donde:

$(dF/dt)_L$ = alimento utilizado por día

dX/dt = organismos purgados por día

El suministro de aire deberá ser suficiente para mantener una concentración mínima de oxígeno disuelto en todo el tanque de aeración de 1 a 2 mg/lt.

Cuando la aeración se realiza por medio de difusores, la cantidad de aire utilizado suele oscilar entre 3 y 12 m³/m³ para distintas plantas, siendo 6 m³/m³ un antiguo factor de diseño empírico. Puesto que la utilización del aire depende de la intensidad del agua residual, la cantidad necesaria se ha convertido en una magnitud que tiene importancia sólo a efectos de registro de los datos de la planta y no es ya, en modo alguno, un criterio básico de diseño.

El suministro de aire será el adecuado para satisfacer no sólo la DBO del agua residual sino también la respiración endógena de los organismos del lodo, y deberá proporcionar las condiciones de mezcla requeridas. Para valores de la relación alimento - microorganismos superiores a 0.3, la necesidad de aire en el proceso convencional se eleva de 31 a 56 m³/kg de DBO eliminada. Para valores de U menores, la respiración endógena, la nitrificación y los periodos prolongados de aeración aumentan el uso de aire hasta 75 - 110 m³/kg de DBO eliminada. Las "Ten States Standards" exigen que el sistema de difusión de aire sea capaz de proporcionar el 150% de la necesidad normal, que se supone es de 62 m³/kg de DBO en el agua residual aplicada a los tanques de aeración. Se requiere un caudal de aire mínimo de, aproximadamente, 0.28 m³/min por metro de longitud del tanque para tener velocidades de mezcla adecuadas así como para evitar la sedimentación de los sólidos.

NECESIDAD DE NUTRIENTES.- Cualquier sistema biológico que haya de funcionar correctamente, deberá disponer de nutrientes en las cantidades adecuadas. Los principales nutrientes requeridos son nitrógeno y fósforo. Basándose en que la composición media del tejido celular es C₅H₇NO₂ se requerirá un 12.4% en peso, aproximadamente, de nitrógeno. Esta cantidad se basa en la masa de organismos producida por

día. La necesidad de fósforo se supone que es de una quinta parte de dicho valor. Estos son valores típicos, no cantidades fijas, porque se ha demostrado que la distribución porcentual del nitrógeno y fósforo en el tejido celular varía con la edad de la célula y las condiciones ambientales.

Por lo general, el agua residual contiene todos los nutrientes requeridos para el adecuado crecimiento de la célula. Sin embargo, podrá convenir la adición de nutrientes si una gran parte del agua residual estuviese compuesta de residuos industriales.

SEPARACION DE LAS FASES SOLIDA Y LIQUIDA.- El aspecto quizá más importante del tratamiento biológico es el diseño de las instalaciones utilizadas para separar los sólidos biológicos del agua residual tratada. Si los sólidos no pueden separarse y ser recirculados al tanque de aeración, el proceso de lodos activados no funcionará correctamente. Precisamente por su importancia, se ha dedicado a este tema una sección aparte.

CARACTERISTICAS DEL EFLUENTE.- El contenido orgánico es un parámetro principal de la calidad del efluente. El contenido orgánico del efluente de procesos de tratamiento biológico se suele componer de los tres siguientes constituyentes:

- 1.- Materia orgánica biodegradable soluble:
 - a) Materia orgánica que ha escapado del tratamiento biológico
 - b) Materia orgánica formada como productos intermedios en la degradación biológica del residuo.
 - c) Componentes celulares (resultantes de la muerte de la célula).
- 2.- Materia orgánica suspendida:
 - a) Sólidos biológicos producidos durante el tratamiento que escapan de la separación en el tanque de sedimentación final.
 - b) Sólidos orgánicos coloidales en el afluente que escapan del tratamiento y separación.
- 3.- Materia orgánica no biodegradable:
 - a) La originalmente presente en el afluente.
 - b) Subproductos de la degradación biológica.

Las ecuaciones cinéticas expuestas para la calidad del efluente solamente pueden aplicarse al residuo orgánico soluble que se escapa del tratamiento biológico. Evidentemente, éste es sólo una parte de la concentración del residuo orgánico en el efluente. La DBO_5 soluble, determinada en una muestra filtrada, de un efluente de una planta de lodos activados que trate aguas residuales domésticas que esté bien operada, variará de 2 a 10 mg/lit.

La aplicación de los anteriores factores al diseño de un proceso de tratamiento de lodos activados se ilustra en el siguiente ejemplo, para el cual se ha elegido un sistema de mezcla completa. Esquemáticamente, tal sistema sería como el representado en la figura 5.2.1(d). Sus características son:

- 1.- Distribución uniforme del caudal afluente y de los sólidos de retorno en el reactor (tanque de aeración)
- 2.- Extracción uniforme del líquido mezcla del reactor.

Ejemplo 5.2.1.- Diseño de un proceso de lodos activados.

Proyectar un proceso de lodos activados de mezcla completa para tratar 20,000 m³/día de agua residual sedimentada que tiene una DBO₅ de 250 mg/lit. El efluente ha de contener 20 mg/lit o menos de DBO₅. Supóngase que la temperatura es de 20 °C y que son de aplicación las siguientes condiciones.

- 1.- Concentración del lodo de retorno:

$$SS = 12,500 \text{ mg/lit} \quad SSV = 10,000 \text{ mg/lit}$$

SS.- sólidos suspendidos

SSV.- sólidos suspendidos volátiles

- 2.- SSVLM = 3,500 mg/lit = 0.8(SSLM)

SSVLM.- sólidos suspendidos volátiles en el líquido mezcla.

SSLM.- sólidos suspendidos totales en el líquido mezcla.

- 3.- $O_c = 10$ días

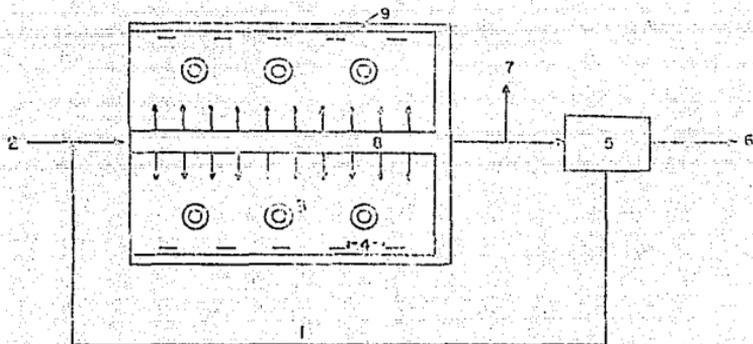
O_c = tiempo medio de retención celular.

- 4.- $Y = 0.65$

Y.- Coeficiente de producción o crecimiento en masa de microorganismos por masa de sustrato utilizado.

$K_d = 0.10/\text{día}$

- 5.- El efluente contiene 22 mg/lit de sólidos biológicos, de los cuales el 65% es biodegradable. Este 65% biodegradable se convierte a DBO₅ por medio del factor 0.68 para un valor $K = 0.1 \text{ día}^{-1}$



- 1.- Retorno de lodos.
- 2.- Afluente.
- 3.- Aeradores mecánicos.
- 4.- Vertederos regulables.
- 5.- Tanque de sedimentación.
- 6.- Efluente.
- 7.- Purga de lodos.
- 8.- Canal de distribución para el agua residual y el lodo de retorno.
- 9.- Canal del efluente.

Fig 5.2.1(d) Proceso de lodos activados de mezcla completa.

Factor 0.68 = Porcentaje de oxidación en 5 días.

K = constante de reacción de la DBO

SOLUCION:

1.- Cálculo de la DBO₅ soluble en el efluente

DBO₅ efluente = DBO₅ soluble afluente que escapa del tratamiento + DBO₅ de sólidos biológicos del efluente.

$$20 = S + 22(0.65)(1.42)(0.68)$$

1.42 = DBO_L (DBO final de las células)

$$S = 6.19 \text{ mg/lit DBO}_5 \text{ soluble}$$

S = concentración del residuo entrante no degradado biológicamente en el reactor y por lo tanto que aparece en el efluente.

La eficiencia del tratamiento biológico basada en la DBO₅ soluble será:

$$E_s = \frac{250 - 6.19}{250} (100) = 97.5\%$$

La eficiencia total de la planta será:

$$E_t = \frac{250 - 20}{250} (100) = 92\%$$

2.- Cálculo del volumen del reactor.

$$X = \frac{O_c Y (S_o - S)}{O(1 + K_d O_c)} \quad O = \frac{V}{Q}$$

$$XV = \frac{O_c * Q * Y (S_o - S)}{1 + K_d O_c}$$

X = SSVLM = 3,500 mg/lit

$$3,500V = \frac{10(20,000)(0.65)(250 - 6.19)}{1 + 0.10(10)}$$

3.- Cálculo de la producción de lodo expresada en kg/día de sólidos suspendidos (SS)

$$\frac{dx}{dt} = \frac{XV}{Oc}$$

$$\frac{(3,500 \text{ mg/l})(4,527.9 \text{ m}^3)(10^3 \text{ lt/m}^3)(1/10^6 \text{ kg/mg})}{10 \text{ días}}$$

10 días

$$dx/dt = 1584.77 \text{ kg/día}$$

$$\text{Producción de lodo} = 1,584.77/0.8 = 1,980.96 \text{ kg/día}$$

4.- Cálculo de la purga de lodos si esta se lleva a cabo a partir del reactor.

$$Q_w = V/Oc = 4,527.9/10 = 452.79 \text{ m}^3/\text{día}$$

Si la purga de lodo se efectúa en la línea de recirculación, tendremos entonces:

$$Q'w = \frac{XV}{OcXr} = \frac{4,527.9(3,500)}{10(10,000)} = 158.48 \text{ m}^3/\text{día}$$

5.- Cálculo de la relación de recirculación.

SSV en el tanque de aeración 3,500 mg/lt
 SSV en la línea de retorno = 10,000 mg/lt

$$3,500(Q + Qr) = 10,000Qr$$

$$3,500Q + 3,500Qr = 10,000Qr$$

$$3,500Q = 6,500Qr$$

$$Qr/Q = 0.54$$

6.- Cálculo del tiempo de detención hidráulica para el reactor.

$$t = V/Q = \frac{4,527.9 \text{ m}^3}{20,000 \text{ m}^3/\text{día}} = 0.226 \text{ días}$$

$$t = 5.43 \text{ horas}$$

7.- Cálculo de la necesidad de oxígeno (sin contar la necesidad de oxígeno para la nitrificación) en base a la

demanda final, DBO_L :

$$O_2 \text{ (kg/día)} = (dF/dt)_L - 1.42(dx/dt)$$
$$\frac{(250 - 6.19 \text{ mg/lt})(20,000 \text{ m}^3/\text{día})(10^3 \text{ lt/m}^3)(1/10^6 \text{ kg/mg})}{0.68}$$
$$- 1.42(1,584.77) = 4,920.51 \text{ kg/día}$$

8.- Obtención de U y de la carga volumétrica.

$$U = \frac{dF/dt}{X_M} \text{ basada en la } DBO_5 \text{ y SSVLM}$$
$$\frac{(250 - 6.19 \text{ mg/lt})(20000 \text{ m}^3/\text{día})(1000 \text{ lt/m}^3)(1/10^6 \text{ kg/mg})}{(3500 \text{ mg/lt})(4527.9 \text{ m}^3)(1000 \text{ lt/m}^3)(1/10^6 \text{ kg/mg})}$$
$$U = 0.31$$

$$\text{Carga} = \frac{(250 - 20)(20,000)(1,000)(1/106)}{4,527.9}$$
$$\text{Carga} = \frac{1.02 \text{ kg/día } DBO_5 \text{ eliminada}}{\text{m}^3 \text{ de reactor}}$$

9.- Cálculo del volumen de aire.

Necesidad de oxígeno = 4,920.51 kg/día
Pe aire a presión = 0.0012 kg/dm³
El aire contiene 23.2% de oxígeno por peso

DTA = Demanda teórica de aire

$$DTA = \frac{4920.51 \text{ kg/día}}{(0.0012 \text{ kg/dm}^3)(0.232)(10^3 \text{ dm}^3/\text{m}^3)}$$
$$DTA = 17,674.25 \text{ m}^3/\text{día}$$

Supóngase que la eficiencia calculada de la transferencia de oxígeno es del 8%. Por tanto la necesidad de aire será:

$$17,674.25/0.08 = 220,928.07 \text{ m}^3/\text{día} = 153.42 \text{ m}^3/\text{min}$$

10.- Comprobación del volumen de aire:

220,928.07 m³/día

(250-20 mg/lt)(20000 m³/día)(10³ lt/m³)(10⁻⁶ kg/mg)

Vol. de aire = 48.03 m³/kg DBO eliminada

5.2.2 Diseño de instalaciones de aeración por difusión.- Los dos métodos básicos para aerar agua residual son:

1.- Introducir aire u oxígeno puro por medio de difusores porosos sumergidos o boquillas.

2.- Agitar mecánicamente el agua residual de modo que se promueva la disolución de aire de la atmósfera.

Un sistema de aeración por difusores está formado por difusores sumergidos en el agua residual, brazos de aeración, conducciones de aire, soplantes y accesorios a través de los que pasa el aire.

DIFUSORES.- Los difusores más frecuentemente utilizados en los sistemas de aeración están diseñados de modo tal que produzcan burbujas pequeñas o relativamente grandes. Los difusores de orificios pequeños, diseñados para producir burbujas pequeñas, son tubos o placas construidos con granos de óxido de silicio u óxido de aluminio pegados unos a otros con una pasta de tipo cerámico para formar una masa porosa. También pueden usarse tubos de acero corrugado inoxidable envueltos con un tejido o marcos cubiertos con bolsas porosas de nylon. Los difusores de placa se instalan sobre soportes de aluminio o concreto que sujetan seis o más placas, y pueden fijarse en ranuras o en el fondo del tanque de aeración. Los grupos de soportes de placa se conectan al sistema de conducción de aire a intervalos a lo largo de todo el tanque, controlándose cada grupo mediante la correspondiente válvula. Los difusores de tubo se roscan en los distribuidores de aire, que pueden disponerse a lo largo del tanque, cerca del fondo o bien se podrán montar en brazos de aeración extraíbles. Gracias a estos últimos, es posible sacar un distribuidor fuera del agua sin interrumpir el proceso y sin tener que vaciar el tanque. Seguidamente los difusores pueden extraerse para su limpieza o sustitución.

Es esencial que el aire suministrado a los difusores porosos sea limpio y esté exento de partículas de polvo que puedan obturarlos. Por ello, es muy frecuente el uso de filtros de aire situados antes de la aspiración de los soplantes. El problema del polvo se reduce utilizando difusores con orificios grandes.

Se conocen otros varios tipos de difusores de burbujas

grandes. Todos ellos producen burbujas mayores que las del difusor tipo poroso y, en consecuencia, su eficiencia de aeración es ligeramente menor; no obstante, sus evidentes ventajas derivadas de un menor costo, menor mantenimiento y de la ausencia de requisitos rigurosos relativos a la pureza del aire compensan sobradamente su menor eficiencia. El agua que contiene sales de hierro ha causado graves problemas de obturación de los difusores porosos en diversas plantas. Sin embargo, cualquier difusor se obturará si no se mantiene de forma continua suficiente presión en los distribuidores de aire para evitar que los sólidos del agua residual se acumulen en la parte inferior de los mismos.

RENDIMIENTO DE LOS DIFUSORES.- Los tubos difusores porosos estándar están previstos para proporcionar de 0.1 a 0.4 m³/min por unidad. La eficiencia de la transferencia de oxígeno depende del tipo y porosidad del difusor, del tamaño de las burbujas producidas, de la profundidad de la sumergencia y otros factores. Por lo general, varía del 5 al 15% siendo probable un 8% para los difusores porosos de tubo y el 6% para los difusores de burbujas grandes.

SOPLANTES.- Son dos los tipos de soplantes más usadas: las rotativas de desplazamiento positivo y las centrífugas. Las soplantes centrífugas son casi universalmente utilizadas cuando la capacidad unitaria es igual o superior a 425 m³/min de aire libre. Las presiones de descarga oscilan entre 0.5 y 0.65 kg/cm². El tipo preferido es de dos fases con conexión directa a un motor de inducción de jaula de ardilla de 3,580 rpm. Las soplantes emiten un ruido agudo de gran alcance que se transmite al sistema de conducción y que puede resultar muy desagradable, especialmente en las tuberías de poco peso, a menos que se instalen silenciadores en la entrada y salida.

Las soplantes centrífugas tienen una curva caudal - altura similar a la de una bomba centrífuga de baja velocidad específica. El punto de funcionamiento viene definido, como en el caso de una bomba centrífuga, por la intersección de la curva caudal - altura y la curva del sistema.

Debe señalarse que se producirán pulsaciones (fenómeno en el que la soplante funciona alternativamente a capacidades cero y 100 acompañado de vibración y sobrecalentamiento) si se estrangula la soplante en el lado de la descarga o bien si se ajustan las válvulas de aire en los tanques de aeración a una capacidad igual o menor que la capacidad en la cresta de la curva caudal - altura. La pulsación puede evitarse instalando una derivación a la atmósfera dispuesta de modo que se abra en el momento de arranque y que el flujo de aire sea siempre menor que el existente en el punto de pulsación.

Las soplantes deberán tener una válvula en la aspiración que pueda regularse durante el arranque y que también sirva para el control de la capacidad de la soplante.

La curva de caudal - altura (metros de aire en relación con metros cúbicos por minuto de aire libre) de una soplante totalmente abierta es una curva definida: exactamente igual que la curva de una bomba. El aire libre se define como aire en las condiciones que existan en la entrada de la soplante. El aire en condiciones normales se define, dentro de este tipo de trabajo, como aire a una temperatura de 20 °C, una presión absoluta de 1 atm y una humedad relativa del 36%. El aire en condiciones normales tiene un peso específico de 1.3 kg/m³. Puesto que la presión desarrollada es igual a:

$$P = PeH$$

Pe = peso específico del aire

Pe varía a nivel del mar desde 1.244 kg/m³ a 10 °C hasta 1.16 kg/m³ a 30 °C (véase tabla 5.2.2(a)), tanto la presión desarrollada como el caudal de aire variará según las condiciones de entrada. En consecuencia, las soplantes se seleccionarán de forma que posean la capacidad adecuada para un día caluroso de verano e irán provistas de un motor con la potencia necesaria para el clima más crudo del invierno. La potencia máxima puede reducirse mediante estrangulación en caso de temperaturas extremas.

Tabla 5.2.2(a).- Valores típicos del peso específico del aire ambiente (kg/m³)*

Altitud (m)	Presión (kg/cm ²)	Temperatura °C		
		10	20	30
0	1.033	1.244	1.202	1.160
300	0.998	1.202	1.160	1.123
600	0.963	1.157	1.117	1.080
1200	0.892	1.074	1.038	1.001

* Humedad relativa 36%

La potencia al freno (pf) para la compresión adiabática se expresa por la ecuación:

$$CV = \frac{WRT1}{75ne} \left((P2/P1)^n - 1 \right)$$

donde

W = peso del flujo de aire kg/seg

R = constante de los gases (aire) = 29.27 m/°K

T1 = temperatura absoluta entrada, °K

P_1 = presión absoluta de entrada, kg/cm^2

P_2 = presión absoluta de salida

$n = (k - 1)/k = 0.283$ para el aire

$k = 1.395$ para el aire

e = eficiencia (el intervalo usual para soplantes es de 70 a 80)

Ejemplo 5.2.2(a).- Potencia necesaria para una soplante.

Determinar la potencia de la soplante y el volumen de aire libre requeridos para aportar $95 \text{ m}^3/\text{min}$ de aire a una presión de descarga de 0.56 kg/cm^2 . La temperatura ambiente del aire es de 30°C y la planta está situada a nivel del mar. Supóngase que la eficiencia de la soplante es del 70%

1.- Determinese el peso del flujo de aire a 30°C

$$\begin{aligned}\text{Volumen del aire a } 30^\circ\text{C} &= \frac{273 + 30}{273 + 20} (95 \text{ m}^3/\text{min}) \\ &= 98.24 \text{ m}^3/\text{min}\end{aligned}$$

Según la tabla 5.2.2(a), el peso específico a 30°C y 1.033 kg/cm^2 es 1.160 kg/m^3 . Por tanto, el peso del flujo de aire será:

$$\begin{aligned}W &= (98.24 \text{ m}^3/\text{min}) (1/60 \text{ min/seg}) (1.16 \text{ kg/m}^3) \\ W &= 1.90 \text{ kg/seg}\end{aligned}$$

2.- Determinese la potencia requerida.

$$CV = \frac{WRT_1}{75ne} ((P_2/P_1)^n - 1)$$

$$\begin{aligned}W &= 1.90 \text{ kg/seg} \\ R &= 29.27 \text{ m}^3/\text{kg} \\ T_1 &= (273 + 30)^\circ\text{K} \\ P_2 &= 0.56 + 1.033 \\ P_1 &= 1.033 \\ n &= 0.283 \\ e &= 0.7\end{aligned}$$

$$CV = 147.91$$

Si se requieren capacidades menores de $425 \text{ m}^3/\text{min}$ por unidad,

se suelen utilizar compresores de desplazamiento positivo giratorios. Estas máquinas operan a velocidades de 360 a 900 rpm y pueden ser accionadas mediante motores alimentados por gas de digestores. Es esencial el uso de silenciadores en la descarga y que la aspiración sea robusta. El volumen de descarga disminuye sólo ligeramente con el aumento de presión; por tanto, si tienen la potencia necesaria, la sobrepresión debida a la obturación de los difusores será menos crítica que para las soplantes centrífugas. Las unidades no pueden estrangularse en la descarga, pero puede controlarse la capacidad mediante el empleo de unidades múltiples y variación de la velocidad. Los motores de rotor bobinado no resultan económicos porque son máquinas de potencia constante y no hay ahorro de energía. Pueden utilizarse motores de velocidades múltiples. El accionamiento a motor es ideal porque se puede variar la velocidad y conectar directamente las unidades sin necesidad de engranajes. La eficiencia de las grandes soplantes de este tipo varía del 67 al 74%.

SISTEMAS DE CONDUCCION DE AIRE.- Es el conjunto de tuberías, válvulas, medidores y otros accesorios que transportan aire comprimido desde las soplantes a los difusores de aire situados en los tanques de aeración. Puesto que las presiones son bajas (inferiores a 0.7 kg/cm^2), se pueden utilizar conducciones ligeras.

El tamaño de la conducción se elige de acuerdo con la velocidad, de forma que las pérdidas en los tubos colectores y tuberías del difusor sean pequeñas en comparación con las pérdidas en los difusores. La regulación del caudal se consigue mediante válvulas. La tabla 5.2.2(b) ofrece velocidades del aire típicas.

Tabla 5.2.2(b) Velocidades típicas del aire en las conducciones

Díámetro de la tubería (m)	Velocidad (m/s)
0.025 - 0.075	6 - 9
0.10 - 0.25	9 - 15
0.30 - 0.60	14 - 20
0.75 - 1.50	19 - 33

La temperatura del aire expedido por las soplantes es alta ($48 - 71 \text{ }^\circ\text{C}$). Por lo tanto es esencial prever la contracción y expansión de la tubería. Cuando se utilizan difusores de burbujas pequeñas, las tuberías deberán estar hechas con materiales que no formen incrustaciones o estar revestidas con algún material que no pueda corroerse. En la actualidad se estudian las posibilidades que ofrece el uso del acero

chapado, fibra de vidrio y plástico.

Se recomienda calcular las pérdidas en las tuberías para las temperaturas máximas del verano. El aumento teórico de la temperatura durante la compresión adiabática se rige por la siguiente fórmula:

$$DT_{ad} = T_1((P_2/P_1)^n - 1)$$

en donde los términos son los mismos que los definidos para la ecuación de potencia al freno (pf). El aumento real de temperatura se estima dividiendo DT_{ad} por la eficiencia de la soplante. La temperatura del aire es muy probable que descienda no más de 10 - 20 °C entre las soplantes y los tanques de aeración, pero en seguida adquiere la temperatura del agua residual en la conducción sumergida.

Las pérdidas por rozamiento en la tubería se calculan utilizando la ecuación de Darcy - Weisbach, expresada de la siguiente forma:

$$hL = f(L/D)h_i$$

donde

hL = pérdida por rozamiento, en metros de carga hidrostática.

f = factor de rozamiento obtenido del diagrama de Moody (se recomienda que el valor de f así obtenido sea aumentado, al menos, un 10% para permitir un aumento del factor de rozamiento con la edad)

L/D = longitud de la tubería y diámetro de la misma

h_i = Altura cinética del aire, en metros de agua

Al determinar el valor del factor de rozamiento f , el número de Reynolds Nr será:

$$Nr = \frac{1.2732q_s}{d \cdot v_i}$$

donde

d = diámetro interior, en m

q_s = caudal de aire en condiciones normales, m^3/seg

v_i = viscosidad cinemática del aire, m^2/seg

La altura cinética h_i en metros de agua puede estimarse utilizando la siguiente ecuación:

$$h_i = (v/139.81)^2 Pe$$

donde

h_i = altura cinética, metros de agua

v = velocidad del aire, m/seg

Pe = peso específico del aire, en kg/m^3

Ejemplo 5.2.2(b).- Pérdida de carga en conducciones de aire.

Determinar la pérdida de carga en 300 m de tubería galvanizada de 380 mm de diámetro diseñada para transportar 95 m^3 de aire por minuto. Supóngase que son de aplicación las condiciones del ejemplo 5.2.2(a).

Solución:

1.- Determinación del aumento de temperatura durante la compresión

$$DT_{ad} = T_1((P_2/P_1)^n - 1)$$

$$0.7 * DT_{ad} = 303((1.593/1.033)^{0.283} - 1)$$

$$DT_{ad} = 56.45 \text{ } ^\circ C$$

La temperatura del aire en la descarga de la soplante es 86.45 $^\circ C$.

2.- Cálculo del número de Reynolds. Supóngase que la temperatura media en la tubería es de 71 $^\circ C$.

$$v_i = 2.020 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{seg} \text{ (valor de tablas)}$$

$$q_s = 95/60 = 1.5833 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$d = 0.38 \text{ m}$$

$$Nr = 1.2732 q_s / (d * v_i)$$

$$Nr = 2.626 \times 10^5$$

3.- Determinación del factor de rozamiento f a partir del diagrama de Moody, utilizando la curva para acero comercial ($E = 0.006$). El valor de E/D es 0.000158. Entrando a la gráfica con un valor $E/D = 0.000158$ y $Nr = 2.626 \times 10^5$, se define un valor de f de 0.0153. Añádase un 10% y utilícese un valor de diseño de 0.0168

4.- Caudal de aire en la tubería.

Para la misma masa de gas sujeta a dos estados diferentes:

$$V_2 = (P_1/P_2) * V_1 (T_2/T_1)$$

donde

V = volumen en m³

P = presión absoluta (kg/cm²)

T = temperatura absoluta en grados Kelvin (°C + 273)

$$V_2 = 95(1.033/1.593)(344/293)$$

$$V_2 = 72.33 \text{ m}^3/\text{min}$$

5.- Velocidad en la tubería:

$$v = Q/A$$

$$v = 10.63 \text{ m/seg}$$

6.- Determinación del peso específico del aire a una presión absoluta de 1.593 kg/cm² y una temperatura de 71 °C.

$$P_e = P / (RT)$$

P = presión absoluta (kg/m²)

R = constante del gas (m³/°K)

T = temperatura absoluta (°K)

$$P_e = 15,930 / (29.3 * 344)$$

$$P_e = 1.58 \text{ kg/m}^3$$

7.- Cálculo de la altura cinética

$$h_i = (v/139.81)^2 P_e$$

$$h_i = (10.63/139.81)^2 * 1.58$$

$$h_i = 0.0091 \text{ m de agua}$$

8.- Determinación de la pérdida de carga

$$h_L = f(L/D)h_i$$

$$h_L = (0.0168)(300/0.38)(0.0091)$$

$$h_L = 0.121 \text{ m}$$

Las pérdidas en codos, tuberías en T, válvulas, etc. pueden

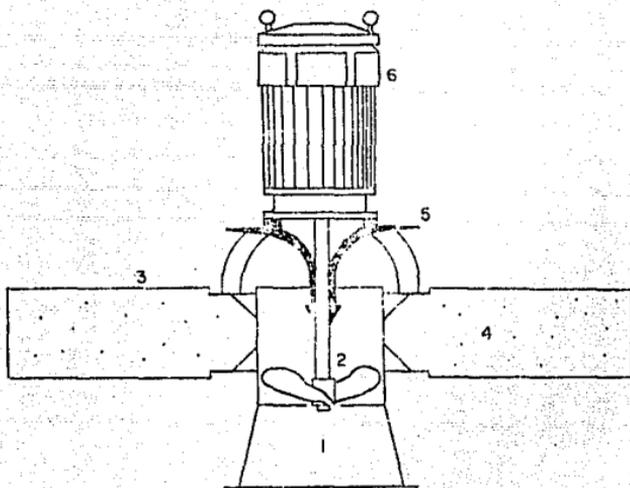
calcularse como una fracción de la altura cinética utilizando los valores de K normalmente utilizados en los manuales hidráulicos. Las pérdidas en los filtros de aire, silenciadores de las soplantes y válvulas de retención se obtendrán de los fabricantes para su valoración. Las pérdidas en los filtros de aire oscilan de 1.25 a 5 cm, pero pueden ser superiores en algunos tipos de filtros. Las pérdidas en las válvulas de retención varían de 2 cm a 15 y 20 cm, según el tipo de construcción e instalación. Las pérdidas en los silenciadores variarán de 1.25 a 2.5 cm por silenciador en el caso de soplantes centrífugas y de 15 a 20 cm por silenciador para las utilizadas con soplantes giratorias de desplazamiento positivo.

La presión de descarga en las soplantes será la suma de las pérdidas citadas, la profundidad del agua sobre los difusores y la pérdida a través de estos. Las pérdidas en los difusores se determinan por las curvas de calibración facilitadas por los fabricantes y varían de 10 a 45 cm. Para asegurar una distribución uniforme del aire, la pérdida del difusor a caudal mínimo de aire no deberá ser inferior a 10 cm. Conviene añadir una tolerancia de 15 a 20 cm para la obturación de los tubos y difusores de burbujas grandes. En el caso de difusores de placa, esta tolerancia se aumentará de 0.035 a 0.070 kg/cm².

5.2.3 Diseño de aeradores mecánicos.- Se utilizan frecuentemente dos tipos de aeradores mecánicos: de superficie y de turbina. En el primero de ellos, el oxígeno introducido proviene del de la atmósfera, mientras que en el segundo el oxígeno se introduce como en el caso anterior o bien en el fondo del tanque. En cualquier caso, la acción del aerador y la de la turbina ayudan a mantener mezclados los contenidos del tanque de aeración.

AERADORES DE SUPERFICIE.- Los aeradores mecánicos de superficie son los más sencillos de los sistemas de aeración. Pueden construirse en tamaños de 1 a 100 CV. Consisten en rotores sumergidos total o parcialmente, montados en el centro del depósito de aeración y que agitan energicamente el agua residual, introduciendo aire en ella y motivando un rápido cambio de la interfase aire - agua que facilita la disolución de aire.

Los rotores se fabrican de acero, hierro colado, aleaciones no corrosivas y plástico reforzado con fibra de vidrio. El rotor es impulsado por un motor eléctrico. El motor se monta sobre una plataforma que es soportada por pilares apoyados en el fondo del tanque o por medio de vigas apoyadas sobre los muros de éste. Se han desarrollado aeradores mecánicos flotantes para su empleo en estanques o lagunas en los que fluctúa la altura de la superficie del agua, o donde un soporte rígido no resultaría práctico. (ver figura 5.2.3(a))



- 1.- Voluta de aspiración.
- 2.- Impulsor.
- 3.- Flotador.
- 4.- Relleno de poliuretano.
- 5.- Cabeza difusora.
- 6.- Motor.

Fig 5.2.3(a) Aerador de superficie.

AERADORES DE TURBINA.- La mayoría de los aeradores mecánicos son del tipo de flujo ascendente, y basan su eficiencia en la agitación violenta de la superficie y en el arrastre de aire. Sin embargo, puede igualmente introducirse oxígeno puro o aire en el agua residual por difusión debajo del impulsor de los aeradores de flujo descendente, utilizándose el impulsor para dispersar las burbujas de aire y mezclar el contenido del tanque. Puede utilizarse un tubo de aspiración en modelos tanto de flujo ascendente como descendente para controlar la configuración de la corriente del líquido circulante dentro del tanque de aeración. El tubo de aspiración consiste en un cilindro con extremos ensanchados montado concéntricamente respecto al impulsor y que se extiende exactamente desde encima de la base del tanque de aeración hasta justo por debajo del impulsor. (ver figura 5.2.3(b))

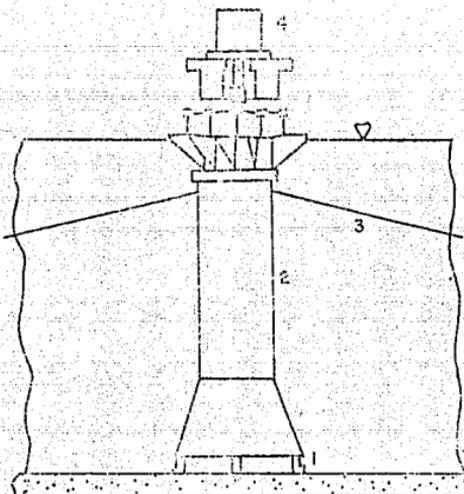
RENDIMIENTO DE LOS AERADORES.- Los aeradores de superficie se clasifican en función de su tasa de transferencia de oxígeno expresada en kg de O_2 por KW-h en condiciones normalizadas. Las condiciones normalizadas existen cuando la temperatura es $20^\circ C$, el oxígeno disuelto en 0.0 mg/lit y el líquido de ensayo es agua de la red de distribución (potable). De esta forma se han obtenido eficiencias de hasta $4.2 \text{ kg } O_2/\text{KW-h}$ para diversos aeradores en superficie. Los aeradores de superficie de tamaño comercial disponibles hoy día en el mercado tienen eficiencias que oscilan entre 1.2 a $3.2 \text{ kg } O_2/\text{KW-h}$. Las correspondientes para aeradores de turbina se hallan entre 1.2 y 1.8 . Los datos de rendimiento en condiciones normalizadas se ajustarán, a fines de diseño, de modo tal que reflejen anticipadamente las condiciones reales.

EXIGENCIA DE ENERGIA PARA EL MEZCLADO.- Al igual que en los sistemas de aire por difusión, el tamaño y forma del tanque de aeración es muy importante para lograr un buen mezclado. Los tanques de aeración pueden ser cuadrados o rectangulares y contener una o más unidades. La profundidad del agua puede variar de 1.2 a 3.6 m cuando se usan aeradores de superficie y llegar a 5.10 m con tubo de aspiración.

Las necesidades típicas de energía para mantener un régimen de flujo de mezcla completa con aeradores mecánicos oscilan entre 0.013 a 0.026 KW/m^3 . Estas necesidades varían según el diseño del aerador y la geometría del tanque.

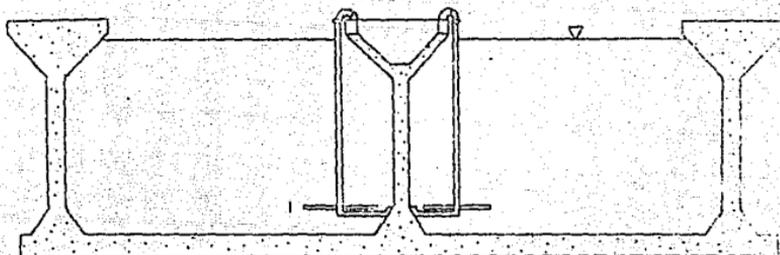
5.2.4 Diseño de aparatos y depósitos de aeración.- Una vez seleccionado el proceso de lodos activados y el sistema de aeración y se haya realizado un diseño preliminar, el siguiente paso es el diseño de los tanques de aeración e instalaciones relacionadas con los mismos.

TANQUES DE AERACION.- Los tanques de aeración se construyen de concreto armado y se dejan abiertos por su parte superior. Son de forma rectangular, lo que permite la construcción de paredes comunes para varios tanques. (ver figura 5.2.4) El



- 1.- Soportes.
- 2.- Tubo de aspiración
- 3.- Tirantes
- 4.- Transmisión

Fig 5.2.3(b) Aerador de turbina.



1.- Tubo difusor.

Fig 5.2.4 Sección transversal de un tanque de aeración de lodos activados con sistema de difusores de burbujas finas.

volumen total del tanque de aeración se suele dividir entre dos o más unidades capaces de funcionar independientemente si la capacidad total excede de 140 m³. La capacidad total requerida se determina a partir del diseño del proceso biológico. Aunque las burbujas de aire dispersas en el agua llegan a ocupar quizá el 1% del volumen total, ello no se tiene en cuenta al dimensionar el tanque.

Si el tanque tuviese que aerarse con difusores las dimensiones de éste pueden afectar notoriamente la eficiencia de la aeración así como el grado de mezcla obtenido a menos que se elijan adecuadamente el tipo, número y situación de los difusores. La profundidad del agua residual dentro del tanque será de 3 a 4.5 m, de modo que los difusores puedan funcionar eficazmente. Deberá preverse un resguardo de 0.3 a 0.6 m sobre la superficie del agua. La anchura del tanque en relación con su profundidad es importante cuando se utilice el sistema de mezclado de flujo espiral. La relación anchura - profundidad para tales tanques puede variar entre 1:1 y 2.2:1. Esto limita la anchura del tanque entre 4.5 y 10 m.

En las plantas grandes, los canales son muy largos, y a veces exceden incluso de 150 m. Los tanques pueden constar de uno a cuatro canales conectados entre sí en sus extremos de manera que funcionan en serie en el caso de tanques provistos de muchos canales. Las plantas grandes deberán tener no menos de 4 tanques, y preferiblemente, de 6 a 8 o más.

En el caso de tanques que dispongan de difusores a ambos lados o en el centro del tanque se pueden permitir mayores anchuras. Lo importante es limitar la anchura del tanque de forma que se eviten "puntos muertos" o zonas donde el mezclado es inadecuado. Las dimensiones y proporciones de cada unidad independiente deberán ser tales que se mantengan las velocidades necesarias para que no haya deposición de sólidos.

Los tanques individuales deberán tener válvulas o compuertas de entrada y salida de manera que puedan desmontarse en un momento dado para su inspección y reparación. Las paredes comunes de los tanques múltiples deberán, por tanto, ser capaces de resistir toda la presión hidrostática procedente de cualquiera de los dos lados. Los depósitos de aeración tendrán cimientos adecuados para evitar asentamientos. Se aconseja que los tanques de aeración dispongan de desagües y sumideros para su vaciado. En las plantas grandes, en las que el vaciado de los tanques puede ser más frecuente, conviene instalar válvulas de lodos en el fondo de todos los tanques.

SISTEMAS DE CONTROL DE LA ESPUMA.- El agua residual contiene normalmente jabón, detergentes y otros agentes tensoactivos que producen espuma cuando es aerada. Si la concentración de SSM es alta, la tendencia a la formación de espuma se reduce a un mínimo. En el comienzo del proceso pueden producirse

grandes cantidades de espuma cuando la concentración de SSM es baja o siempre que haya elevadas concentraciones de agentes tensoactivos en el agua residual. Este hecho da lugar a la formación de una espuma que contiene sólidos del lodo, grasa y gran número de bacterias del agua residual. El viento puede levantar la espuma de la superficie del depósito y extenderla por los alrededores, contaminando todo lo que toque. Además de antiestética, la espuma es un riesgo para los trabajadores, ya que es muy resbaladiza incluso una vez que ha perdido su consistencia. Por otro lado, una vez que la espuma se ha secado resulta difícil de limpiar.

Por tanto, es esencial disponer de algún método que permita controlar la formación de espuma. Un sistema muy utilizado consiste en una serie de boquillas pulverizadoras montadas a lo largo del borde superior del tanque de aeración enfrente de los difusores de aire. Agua limpia o efluente filtrado es rociado por estas boquillas continuamente o a intervalos por medio de un temporizador programado, lo que hace que la espuma se destruya a medida que se forme. Otro procedimiento es introducir una pequeña cantidad de un aditivo químico antiespumante en la entrada del tanque de aeración o, preferiblemente, en el agua de rociado.

RECIRCULACION DEL LODO.- La finalidad del retorno del lodo es mantener una concentración suficiente de lodo activado en el tanque de aeración, de modo que pueda obtenerse el grado requerido de tratamiento en el intervalo de tiempo deseado. El retorno de lodo activado desde el clarificador hasta la entrada del tanque de aeración es la característica esencial del proceso. El lodo debe extraerse de los tanques de sedimentación tan pronto como se forme. No es aconsejable emplear un tiempo excesivo de retención para que se forme un lodo denso a fin de minimizar el bombeo, ya que ello puede dar como resultado el deterioro del lodo. La capacidad de la bomba de retorno de lodos debe ser grande y ello es esencial para que no se produzcan pérdidas de sólidos de lodos en el efluente.

Por lo general, las bombas de retorno de lodos deben funcionar de manera que el caudal de retorno sea aproximadamente igual a la relación porcentual de volumen ocupado por los sólidos sedimentables procedentes del efluente del tanque de aeración con el volumen del líquido clarificado (sobrenadante) después de una sedimentación durante 30 min en un cilindro graduado de 1,000 ml. Esta relación no deberá ser, en modo alguno, inferior al 15%. Por ejemplo, si después de 30 min de sedimentación los sólidos sedimentables ocuparan un volumen de 150 ml, el volumen porcentual sería igual a:

$$(150/850) * 100 = 17.65\%$$

Si el caudal de la planta fuese 10,000 m³/día el caudal de

retorno de lodos sería de:

$$0.1765 \times 10,000 = 1765 \text{ m}^3/\text{día}$$

PURGA DE LODOS.- Para mantener un nivel constante de SSLM y un tiempo medio constante de retención celular en el sistema es preciso eliminar cierta cantidad de lodos activados. Esto puede lograrse mejor, y con mayor precisión, purgando el líquido mezcla directamente del tanque de aeración o de la tubería efluente de dicho tanque cuando la concentración de sólidos sea uniforme. El líquido mezcla purgado puede, a continuación, evacuarse a un espesador de lodos o a los tanques de sedimentación primaria en los que se sedimenta el lodo y se mezcla con el primario sin tratar.

5.2.5 Diseño de instalaciones para la separación de sólidos.- La misión del tanque de sedimentación de lodos activados es separar los sólidos del lodo del líquido mezcla. Se trata del último paso en la consecución de un efluente bien clarificado, estable, de bajo contenido en DBO y sólidos suspendidos y, como tal, representa un punto crítico en la operación de un proceso de tratamiento de lodos activados.

Los sólidos floculentos en el líquido mezcla tienden a formar una capa de lodo en el fondo del tanque cuyo espesor variará según las circunstancias. Dicha capa puede ocupar toda la profundidad del tanque y rebosar por los vertederos en momentos de caudales punta si la capacidad de la bomba de retorno de lodos fuese inadecuada. Además, el líquido mezcla al entrar en el tanque tiene tendencia a fluir como una corriente de densidad interfiriendo así con la separación de los sólidos y el espesamiento del lodo. Los factores a tener en cuenta en el diseño de los tanques para hacer frente con éxito a las peculiaridades citadas son:

- 1.- Tipo de tanque a utilizar
- 2.- Carga de superficie
- 3.- Carga de sólidos
- 4.- Velocidades de circulación
- 5.- Situación y carga del vertedero
- 6.- Eliminación de espumas

TIPOS DE TANQUE.- Pueden ser circulares o rectangulares. Raramente se usan los tanques cuadrados. Los circulares se construyen con diámetros de 3.6 a 60 m, aunque los más frecuentes son de 9 a 30 m. Es preferible que el radio del tanque no exceda de cinco veces la profundidad lateral del agua. Básicamente, existen dos tipos de tanques circulares a elegir: clarificador de alimentación periférica y de alimentación central. Ambos tipos utilizan un mecanismo giratorio para transportar y extraer el lodo del fondo. Los mecanismos son de dos tipos: los que rascan o arrastran el lodo hacia una tolva central, similar a los tipos utilizados en los tanques de sedimentación primaria, y los que extraen

el lodo directamente del fondo del tanque a través de orificios de succión, que se ponen en contacto con todo el fondo del tanque en cada vuelta.

Los tanques rectangulares deben tener dimensiones proporcionadas al objeto de lograr una buena distribución del flujo entrante y de que las velocidades horizontales no sean excesivas. Siempre que sea posible, se recomienda que la longitud máxima de los tanques rectangulares no exceda en 10 veces la profundidad. Cuando las anchuras de los tanques rectangulares excedan de 6 m se emplean equipos múltiples de cadenas y rascadores que permiten anchuras de tanque de hasta 24 m. En el caso de tanques muy largos, conviene utilizar dos juegos de cadenas y rascadores en tándem con una tolva central para recoger el lodo. Los tanques en los que los mecanismos desplazan el lodo hacia el extremo del efluente en la misma dirección que la corriente de densidad han dado, en algunos casos, rendimientos superiores.

Independientemente de la forma del tanque, el colector de lodos elegido deberá reunir las dos condiciones operativas siguientes:

1.- El colector tendrá una capacidad elevada tal que, cuando se desee una tasa elevada de recirculación de lodo, no se produzca succión del líquido existente en la parte superior a través del lodo.

2.- El mecanismo ha de ser suficientemente robusto para poder transportar y extraer los lodos muy densos que se acumulen en el tanque de sedimentación durante periodos de rotura mecánica o fallo de energía.

CARGA DE SUPERFICIE.- Cuando haya que tratar aguas residuales industriales por el proceso de lodos activados, se recomienda realizar estudios en planta piloto para evaluar las características de sedimentación del líquido mezcla. También convendrá hacerlos en el caso de aguas residuales municipales cuando las variables del proceso, tales como la concentración de los sólidos suspendidos en el líquido mezcla, tiempo medio de retención celular, etc, se aparten de los normales. Si se efectuasen tales estudios, es importante que se desarrollen sobre una gama de temperaturas que sea representativa de la media y más fría que puedan encontrarse.

Los sólidos del lodo activado tienen un peso específico tan próximo al del agua que el incremento de densidad y viscosidad del agua residual en condiciones invernales, afectan adversamente a las propiedades de sedimentabilidad del lodo. Por otro lado, estas propiedades pueden variar de vez en cuando, debido a los cambios en cantidad y en peso específico de los sólidos suspendidos que atraviesan los tanques de sedimentación primaria, al carácter y cantidad de residuos industriales contenidos en el agua residual y a la

composición de la vida microbiana del flóculo. Por todas estas razones, los criterios de diseño han de ser conservadores si se pretende que no se produzcan pérdidas intermitentes de sólidos del lodo en el efluente.

Dada la gran cantidad de sólidos que pueden perderse en el efluente si se sobrepasan los criterios establecidos para el diseño, las cargas de superficie de basarán en las condiciones de caudal punta. Las cargas de superficie dadas en la tabla 5.2.5(a) son recomendables para su uso en plantas de lodos activados a excepción de los sistemas de oxígeno puro de gran contenido en sólidos.

Tabla 5.2.5(a) Cargas de superficie para caudal punta, recomendadas para diversas concentraciones de sólidos suspendidos en líquido mezcla ($m^3/h \cdot m^2$)

SSLM	Porcentaje de recirculación	
	25	50
500	2.38	2.38
1000	2.38	2.38
1500	2.00	2.00
2000	2.00	2.00
2500	1.95	1.63
3000	1.63	1.36
3500	1.40	1.16

Las cargas de superficie de la tabla anterior se basan en metros cúbicos por hora de agua residual por metro cuadrado de la superficie del tanque en vez del caudal de líquido mezcla. La razón para ello es que la carga de superficie es equivalente a una velocidad ascensional en tanto que el caudal de retorno del lodo es extraído del fondo del tanque y no contribuye para nada en dicha velocidad ascensional.

CARGA DE SÓLIDOS.- Cuando la concentración de sólidos del líquido mezcla aumente por encima de 2,000 mg/lt, la superficie necesaria del tanque puede depender de las propiedades del lodo en la sedimentación retardada y carga de sólidos en vez de la carga de superficie. En el caso de algunas aguas residuales industriales, la carga de sólidos puede ser limitante con concentraciones mucho menores de sólidos suspendidos. La carga de sólidos en un tanque de sedimentación de lodos activados puede calcularse dividiendo los sólidos totales aplicados, por área superficial del tanque. Las unidades preferidas son $kg/m^2 \cdot hr$. Estas unidades son más utilizadas porque el factor de carga de sólidos deberá calcularse en condiciones de caudal medio y máximo. En función del caudal de líquido mezcla, el factor de carga de sólidos puede calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$\frac{\text{kg}}{\text{m}^2\text{hr}} = \frac{(\text{SSLM}) (\text{Carga de superficie})}{1,000}$$

En realidad, la carga de sólidos representa un valor característico para la suspensión que se esté considerando. Se ha observado que, en un tanque de sedimentación de área superficial fija, la calidad del efluente empeorará si la carga de sólidos aumenta más allá del valor característico para la suspensión. Los valores típicos de la carga de sólidos citados en la bibliografía técnica relativos al líquido mezcla de lodos activados varían de 2.4 a 6 kg/m²/hr.

La relación entre la carga de sólidos, concentración de sólidos en el líquido mezcla y cargas de superficie basadas en el caudal de líquido mezcla se muestra en la figura 5.2.5(a). Tal y como se representa para una carga constante de sólidos, la carga superficial debe reducirse cuando aumente la concentración de SSLM.

VELOCIDAD DE CIRCULACION.- Para evitar las perturbaciones motivadas por las corrientes de densidad y el arrastre del lodo ya depositado, las velocidades horizontales deben tener unos valores límites. En el caso de los tanques rectangulares, las velocidades horizontales del flujo, basadas en el caudal máximo de líquido mezcla, no excederán un valor de 30 m/hr. En un tanque circular con alimentación central, el deflector de entrada tendrá un diámetro del 15 al 20% del del depósito y no se extenderá más de 0.9 m por debajo de la superficie para evitar el arrastre del lodo depositado.

SITUACION Y CARGA DEL VERTEDERO.- El líquido mezcla del lodo activado que entra en el tanque fluirá a lo largo del fondo del mismo como una corriente de densidad, hasta que encuentre una contracorriente o una pared por la que, a menos que se diseñe de otra forma, habrá sólidos que pueden escaparse por el vertedero del efluente.

Con cargas de vertedero y cargas superficiales bajas, la situación de los vertederos en los tanques pequeños no afecta significativamente al rendimiento del clarificador. Los clarificadores circulares se fabrican con vertederos situados cerca del centro y del perímetro del tanque. La profundidad mínima del agua debajo de los vertederos así situados, deberá ser de 3 m a fin de evitar el rebose de las corrientes de densidad. Si los vertederos se sitúan en el perímetro del tanque o en las paredes extremas en los tanques rectangulares, la profundidad mínima será de 3.5 m

Las cargas de vertedero en los tanques grandes no deberán exceder de 15.8 m³/hr por metro lineal de vertedero a caudal máximo, cuando se encuentren alejados de la zona de retorno ascendente de la corriente de densidad, o de 10.5 m³/hr por

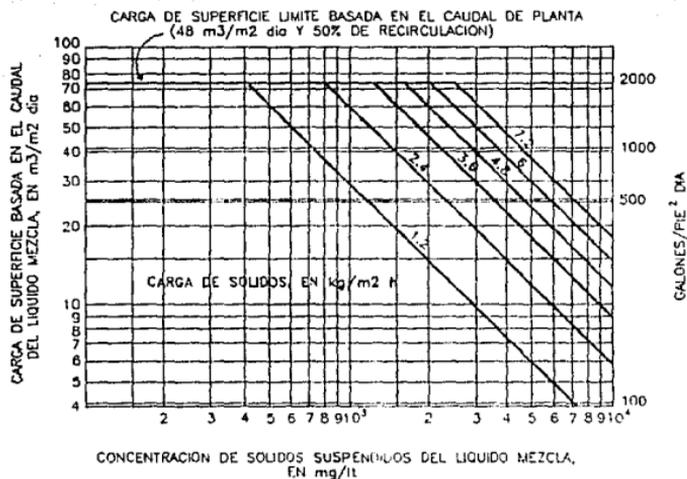


FIG 5.2.5(a) RELACION ENTRE LAS CARGAS DE SUPERFICIE TRATADAS EN EL CAUDAL DE LIQUIDO MEZCLA EN m³/m²/día, CONCENTRACION DE SÓLIDOS SUSPENDIDOS EN EL LIQUIDO MEZCLA, Y CARGA DE SÓLIDOS PARA TANQUES DE SEDIMENTACION DE LODOS ACTIVADOS

metro lineal cuando se hallen dentro de dicha zona. En los tanques pequeños, la carga de vertedero no excederá de 5.75 m³/hr por metro lineal, a caudal medio o de 10.5 m³/hr por metro lineal a caudal máximo.

ELIMINACION DE LAS ESPUMAS.- La decisión de prever la instalación de dispositivos de eliminación de espumas en los tanques finales dependerá de las características del agua residual entrante, del tipo de tratamiento preliminar y del tipo de proceso de tratamiento empleado. En el caso del proceso de aeración modificada, en el que no se usan tanques de sedimentación primaria, la eliminación de espumas de los tanques finales resulta esencial.

5.3 CLORACION.- El cloro se ha aplicado para otros diversos objetivos, además del de desinfección, en el campo del tratamiento de las aguas residuales. Por tanto, el objeto de esta sección es discutir brevemente:

- 1.- Los distintos usos y dosis requeridas
- 2.- Los compuestos de cloro más comúnmente utilizados
- 3.- Los equipos y métodos utilizados en su aplicación
- 4.- El diseño de los tanques de cloración utilizados en la desinfección.

5.3.1 Aplicación.- Los usos, con sus correspondientes intervalos de dosis, en que se ha aplicado el cloro y sus compuestos se discuten en este apartado con el fin de facilitar el diseño y selección del equipo e instalaciones requeridas.

USOS.- Los principales usos del cloro y sus compuestos en la recogida, tratamiento y evacuación del agua residual se indican en la tabla 5.3.1(a). De las muy diferentes aplicaciones continúa siendo la más importante la desinfección del agua residual.

DOSIS.- La tabla 5.3.1(a) indica las dosis para distintas aplicaciones, a excepción de la desinfección. Cuando se utiliza para este fin, las cantidades probables de cloro requeridas son las que aparecen en la tabla 5.3.1(b). Se da un intervalo de valores de las dosis ya que éstas varían según las características del agua residual.

La capacidad de los equipos de cloración se selecciona, por lo general, para cumplir los criterios específicos de proyecto o de los servicios regulares encargados del control del cuerpo receptor del agua. En cualquier caso, cuando se especifique el contenido de cloro residual en el efluente o se limite el número final de bacterias coliformes, la cantidad real de cloro deberá determinarse experimentalmente, si ello es posible. Sin embargo, en ausencia de datos más concretos, pueden usarse los valores máximos de la tabla 5.3.1(b) como orientación para calcular el equipo de cloración a seguir.

Ejemplo 5.3.1 Elección del clorador.

Determinar la capacidad de un clorador para una planta de tratamiento con un caudal medio de agua residual de 3,785 m³/día. El caudal punta para la planta de tratamiento es 11,355 m³/día y la dosis máxima de cloro requerida ha de ser de 20 mg/lt

Tabla 5.3.1(a) Aplicaciones de la cloración en la recogida, tratamiento y evacuación de aguas residuales

Aplicación	Intervalo de dosis mg/lt
RECOGIDA	
Control del crecimiento de películas biológicas	1 - 10
Control de la corrosión (H ₂ S)	2 - 9 por mg/lt de H ₂ S
Control de olores	2 - 9 por mg/lt de H ₂ S
TRATAMIENTO	
Eliminación de grasas	2 - 10
Reducción de la DBO.	0.5 - 2 por mg/lt de DBO ₅ destruido
Control de la obstrucción de los filtros	1 - 10
Control de moscas en los filtros	0.1 - 0.5
Control al aumento de volumen del lodo (bulking)	1 - 10
Oxidación del sobrenadante del digestor	20 - 140
Control de espumas en los tanques Imhoff y digestores	2 - 15
EVACUACION	
Reducción bacteriana	2 - 20
Desinfección	Véase tabla 5.3.1(b)

SOLUCION:

1.- Determinación de la capacidad del clorador para el caudal punta

$$Cl_2/día = 20mg/lt \times 1000lt/m^3 \times 1135m^3/día \times (1/1E6kg/mg)$$

$$Cl_2/día = 227.1 \text{ kg/día}$$

Utilícense 3 unidades de 113 kg/día. Aunque esta capacidad no será requerida en la mayor parte del día, debe disponerse de

ella para satisfacer las exigencias de cloro para el caudal punta. Lo más aconsejable en la práctica es disponer de un clorador de reserva.

2.- Cálculo del consumo diario de cloro. Supóngase una dosis media de 10 mg/lt

$$\text{kgCl}_2/\text{día} = 10(1000)(3785)(1/1E6)$$

$$\text{kgCl}_2/\text{día} = 37.85 \text{ kg/día}$$

Tabla 5.3.1(b) Dosis de cloro típicas para desinfección

Efluente de:	Intervalo de dosis mg/lt
Agua residual sin tratar (precloración)	6 - 25
Sedimentación primaria	5 - 20
Planta de precipitación química	2 - 6
Planta de filtros percoladores	3 - 15
Planta de lodos activados	2 - 8
Filtros multicapa a continuación de planta de lodos activados	1 - 5

5.3.2 Compuestos del cloro. Los compuestos del cloro más frecuentemente utilizados en las plantas de tratamiento de agua residual son el hipoclorito de sodio y de calcio y el gas cloro.

HIPOCLORITO CALCICO.- Comercialmente puede encontrarse en forma seca o húmeda. El hipoclorito de calidad contiene, por lo menos, un 70% de cloro disponible. En forma seca, se encuentra en gránulos o en polvo, tabletas comprimidas o pastillas. Las formas preferidas son las pastillas o los gránulos de hipoclorito cálcico, ya que se disuelven fácilmente en agua y, en las debidas condiciones de almacenaje, son relativamente estables. Dado su potencial oxidante, el hipoclorito cálcico debe guardarse en un local seco y frío, apartado de otros productos químicos en recipientes anticorrosivos.

HIPOCLORITO SODICO.- Se puede encontrar en concentraciones de 1.5 al 15% siendo 3% la concentración usual máxima; por ello, los costos de transporte pueden limitar su aplicación. La solución se descompone más fácilmente a mayores concentraciones y se ve afectada por la exposición a la luz y

al calor. Tiene, por tanto, que guardarse en un lugar frío y en un tanque resistente a la corrosión. Sin embargo, cuando se disponga de hipoclorito sódico a un precio razonable, su empleo deberá tenerse en cuenta.

CLORO.- El cloro se suministra como un gas licuado a alta presión en tanques que varían en tamaños de 50 a 75 kg hasta receptáculos de toneladas, como camiones transportando hasta 15 recipientes de 1 tonelada o los camiones - cisterna con capacidad para 16, 30 y 55 toneladas. La elección del tamaño del recipiente a presión depende del estudio económico sobre costos de transporte, almacenamiento, ocupación de espacio y cantidad de cloro utilizado.

Aunqun todas las precauciones y dispositivos de seguridad que deban proyectarse en las instalaciones de manipulación del cloro sean demasiado numerosas para citarlas, enunciaremos aquí las fundamentales:

1.- El gas cloro es sumamente venenoso y muy corrosivo. Deberá preverse una adecuada ventilación para extracción del gas a nivel del suelo, ya que el gas cloro es más pesado que el aire.

2.- Las salas donde se almacene el cloro y esté instalado el equipo clorador deberán estar separadas del resto de la planta y sólo se podrá tener acceso a ellas por puertas exteriores y deberá construirse una ventana fija de observación en la pared interior. En la entrada a la sala deberá haber la conexión de un ventilador y máscaras de gas.

3.- El gas y líquido de cloro seco pueden conducirse en conducciones de hierro forjado, pero la solución de cloro es muy corrosiva y deberá conducirse en tuberías de plástico.

4.- El almacén deberá tener capacidad para una reserva de 30 días. Los cilindros que se utilizan se fijan sobre balanzas de plataforma, a nivel del suelo, y la pérdida de peso se usa como un registro de la dosis de cloro.

5.3.3 Equipo de cloración y control de la dosificación.- En este apartado se estudian los equipos utilizados para inyectar el cloro o sus compuestos en el agua residual así como los métodos empleados para controlar las dosis requeridas.

ALIMENTADORES DE HIPOCLORITOS.- El medio más satisfactorio para alimentar hipoclorito de sodio o cálcico se logra con bombas dosificadoras de poca capacidad.

Por lo general se dispone de bombas de capacidades de hasta 18 lt/hr, con recorrido ajustable para cualquier valor por debajo de ésta. Las bombas pueden disponerse de modo que den una alimentación a régimen constante o bien pueden

programarse con un temporizador para arrancar y detenerse a intervalos deseados. Dichos intervalos pueden determinarse mediante un medidor totalizador, que envía impulsos eléctricos a la bomba de modo que ésta alimente durante un tiempo dado al régimen elegido, una vez que el caudal seleccionado de agua residual haya atravesado el medidor. Si la cloración tiene por objeto la desinfección, este método será solamente aplicable cuando el caudal pase a una cámara de suficiente tamaño en la que tenga lugar un buen mezclado que asegure una cloración continua.

ALIMENTADORES DE CLORO.- El cloro puede aplicarse directamente como gas o en solución acuosa. Algunos cloradores de poca capacidad utilizan la inyección a presión del gas en el agua residual, pero existen ciertos peligros en lo que respecta a posibles escapes de este gas venenoso en la planta de tratamiento. Por otro lado y debido a los riesgos que supone la manipulación del gas cloro, su aplicación directa se limita a las grandes instalaciones en las que resulta posible adoptar las precauciones de seguridad necesarias.

Los cloradores más generalizados son los que emplean dispositivos de alimentación en vacío. Se utiliza un eyector o un aspirador para crear un vacío que arrastre el cloro a través de un orificio o rotámetro. La diferencial de carga a través de este dispositivo de medida se mantiene constante o puede variarse según el flujo, cambiando el grado de vacío. El gas cloro es absorbido en la corriente del eyector y se descarga en el agua residual en forma de solución de cloro.

CONTROL DE LA DOSIFICACION.- El control de la dosificación puede realizarse de diversas maneras. El método más simple es la dosificación manual, encargándose el operario de cambiar el tipo de alimentación para que ésta se ajuste a las condiciones del momento. En general, la dosificación requerida se determina midiendo el cloro residual después de 15 minutos de contacto y ajustando la dosis hasta obtener un cloro residual de 0.5 mg/lit. Un segundo método consiste en acomodar el caudal de cloro al caudal del agua residual medido éste por un dispositivo de medida tal como un Parshall. Un tercer método es controlar la dosis de cloro mediante la medida automática del cloro residual, para lo que se requiere un analizador automático con transmisión de señales y registrador. Por último, puede también utilizarse un sistema mixto que participa de los métodos 2 y 3. En uno de estos sistemas, las señales de control obtenidas por el medidor de caudal del agua residual y por el registrador del cloro residual se superponen, proporcionando así un control más preciso de la dosis y del cloro residual.

5.3.4 Tanques de cloración.- El tiempo de contacto es un factor importante para lograr la eliminación de las bacterias. El tiempo de contacto viene especificado

generalmente por la autoridad encargada del control y puede oscilar entre 15 y 30 minutos.

CONSIDERACIONES DE PROYECTO.- Los factores más importantes que han de considerarse en el proyecto de los tanques de cloración son:

- 1.- Método de adición de cloro.
- 2.- Logro de un buen mezclado.
- 3.- Evitar la formación de cortocircuitos
- 4.- Mantenimiento de la velocidad de transporte de los sólidos.

El diseño del tanque de cloración debe incluir la adición de la solución de cloro a través de un difusor, que puede ser una tubería de plástico con agujeros perforados, a través de los cuales dicha solución puede distribuirse uniformemente en el agua residual, o bien puede añadirse directamente a la hélice de un mezclador rápido para su difusión completa e instantánea. Cuando en lugar de emplear medios mecánicos el mezclado se realiza por turbulencia hidráulica, ésta debe mantenerse al menos durante 30 segundos, en el punto de adición de la solución de cloro al agua residual o cerca del mismo.

Dada la importancia del tiempo de contacto, deberá prestarse cuidadosa atención al diseño del tanque de cloración de modo que al menos un 80 - 90% del agua residual sea retenida en el tanque durante el tiempo de contacto especificado. Esto puede conseguirse utilizando un tanque del tipo de flujo en pistón o bien una serie de tanques interconectados o con compartimentos (se recomienda un mínimo de 6). Si el tiempo de recorrido en el emisario de evacuación, a caudal máximo de proyecto es suficiente para igualar o exceder el tiempo de contacto requerido, entonces puede ser posible eliminar el tanque de cloración.

La velocidad horizontal, a caudal mínimo, en el tanque deberá ser suficiente para arrastrar los sólidos del fondo, o al menos, proporcionar una deposición mínima de los flóculos del lodo que hayan podido escapar del tanque de sedimentación. Las velocidades horizontales deberán ser de 1.5 a 4.5 m/mín como mínimo. Deberá preverse la instalación de un desagüe del tanque de cloración así como la posibilidad de eliminación del lodo depositado mediante la operación manual o por chorro de agua a presión.

CONTROL DEL EFLUENTE Y MEDIDA DEL NMP.- El caudal a la salida del tanque de cloración puede medirse mediante un vertedero triangular o rectangular. Los dispositivos de control de la cloración proporcional al caudal, se hacen funcionar desde estos medidores finales o desde el medidor principal de la planta. La determinación final de la eficiencia de un tanque de cloración debe basarse en muestras analizadas para

comprobar el cloro residual y el NMP (número más probable) de organismos coliformes.

6.- GENERALIDADES SOBRE TRATAMIENTO AVANZADO.

Aún cuando el tratamiento secundario de las aguas residuales por medios biológicos, proporciona agua con una calidad adecuada para su vertimiento en la mayoría de los cuerpos receptores y para la reutilización en riego de parques y jardines y enfriamiento, entre otros usos, la saturación de la capacidad de dilución y asimilación de contaminantes en los cuerpos receptores, por una parte, las demandas de agua de segundo uso para fines que requieren mayor calidad, por otro y la preocupación por la eliminación de contaminantes tales como metales pesados, compuestos orgánicos y organismos patógenos ha traído como consecuencia la introducción de procesos de tratamiento que tienen como objetivo la remoción de contaminantes que permanecen en el agua después de que ésta ha recibido un tratamiento secundario.

6.1 PROPOSITO DEL TRATAMIENTO AVANZADO.- El propósito del tratamiento avanzado es la remoción de:

- Nutrientes como el nitrógeno y el fósforo.
- Compuestos que causan color, olor y turbiedad
- Compuestos orgánicos que causan demanda de oxígeno
- Sales inorgánicas
- Metales pesados
- Compuestos orgánicos dañinos para la salud
- Organismos patógenos.

Los procesos que se utilizan actualmente remueven casi totalmente los compuestos mencionados anteriormente y se pueden clasificar como sigue:

- 1.- Remoción de fósforo
- 2.- Remoción de nitrógeno
- 3.- Remoción de sólidos suspendidos
- 4.- Remoción de materia orgánica soluble
- 5.- Remoción de sólidos disueltos
- 6.- Remoción de patógenos

6.2 REMOCION DE FOSFORO.

REMOCION BIOLOGICA - QUIMICA.- En este proceso la remoción de fósforo se logra en el mismo tratamiento secundario adicionando sales de fierro o aluminio en el tanque de aeración. Este proceso da buenos resultados cuando la concentración de fósforo que se requiere no es menor de 1 mg/lt. Este proceso produce además un efluente con menor turbiedad, color y sólidos suspendidos que el tratamiento secundario convencional.

REMOCION FISICO - QUIMICA.- En este proceso la remoción del fósforo se realiza mediante la adición de cal, sulfato de aluminio o sales de fierro. La remoción que se logra es del 95 al 98% de fósforo. Este proceso tiene la ventaja de remover además del fósforo, sólidos suspendidos, materia

orgánica, mejora el aspecto del agua, reduce el contenido de organismos coliformes y de virus y el de metales pesados.

6.3 REMOCION DE NITROGENO.

REMOCION BIOLOGICA.- El proceso de remoción biológica de nitrógeno consiste en la oxidación de los compuestos nitrogenados presentes en el agua residual a nitratos en condiciones aeróbicas. Una vez lograda esta oxidación, los nitratos pueden reducirse a nitrógeno gas en condiciones anaeróbicas. Este proceso ha probado ser efectivo, sin embargo la operación del proceso ha resultado complicada por tratarse de dos sistemas biológicos en serie. Este proceso puede resultar adecuado en México ya que funciona mejor en altas temperaturas.

CLORACION AL PUNTO DE QUIEBRE.- Este proceso consiste en aplicar una dosis de cloro tal que los compuestos nitrogenados reducidos se oxiden hasta formar nitrógeno gas. El proceso es confiable con una eficiencia de 99% y tiene la ventaja adicional de oxidar materia orgánica y de desinfectar el agua. La principal desventaja es el alto costo ya que se requiere una dosis de 9 mg/lit de cloro por mg/lit de nitrógeno amoniacal. Además se producen compuestos orgánicos tóxicos que pueden disminuir la utilidad del agua.

DESORCION DE AMONIACO.- Este proceso consiste en elevar el pH del agua a un nivel tal que todo el nitrógeno amoniacal presente en el agua se convierta en amoniaco para posteriormente disiparlo en la atmósfera. Este proceso resulta muy efectivo en climas cálidos. Cuando se utiliza después de un proceso de coagulación con cal su costo es muy bajo.

INTERCAMBIO IONICO.- Este proceso consiste en remover el nitrógeno amoniacal con una resina de intercambio selectiva natural. La regeneración se realiza con salmuera. El amoniaco puede extraerse de la salmuera con ácido sulfúrico, para producir sulfato de amoniaco que sirve como fertilizante. El proceso es simple y efectivo. El principal problema en la operación es la extracción del amoniaco de la salmuera.

6.4 REMOCION DE SOLIDOS SUSPENDIDOS.

COAGULACION QUIMICA.- Este proceso es adecuado para la remoción de sólidos, sin embargo los resultados son similares a los obtenidos con filtración a un costo mayor principalmente por el manejo del lodo producido. Este tratamiento es efectivo cuando también se requiere remover fósforo.

FILTRACION.- Es el proceso más efectivo para la remoción de sólidos. La filtración puede mejorar con la adición de polímeros. Es el proceso más económico cuando se requiere remover sólidos. El agua de lavado se recircula a la entrada de la planta.

MICROTAMICES.- La utilización de estos medios mecánicos de filtración ha dado resultados que no son comparables a los obtenidos con los otros dos procesos debido a su baja eficiencia.

6.5 REMOCION DE MATERIA ORGANICA SOLUBLE.

CARBON ACTIVADO GRANULAR.- El proceso consiste en la adsorción de los compuestos orgánicos presentes en el agua por medio de carbón activado. El proceso es eficiente, confiable y comparado con los resultados que se obtienen, económico. Este proceso reduce el contenido de materia orgánica lo cual resulta en una mejoría notable en las características organolépticas del agua tratada. Se han usado columnas de carbón de flujo ascendente y descendente. Las de flujo ascendente tienen la ventaja de permitir el paso de sólidos y por lo tanto no se pierde carga hidráulica ni se taponan, sin embargo el roce de las partículas de carbón produce partículas finas de carbón que aparecen en el efluente. Las columnas de flujo descendente no tienen este último problema pero pueden taponarse antes de que se termine su capacidad de intercambio.

El diseño de las columnas de contacto debe realizarse a partir de pruebas de adsorción. Sin embargo, para el diseño de columnas se utilizan las siguientes bases:

Tiempo de contacto (a lecho vacío)	10 - 50 min
Carga hidráulica	120 - 600 m/día
Tasa de retrolavado	900 - 1,200 m/día
DQO removida/carbón activado	0.3 -0.8
Requisitos de carbón	0.025 - 0.070 kg/m ³
Pérdida por regeneración	10%

Aún cuando estas bases resulten en diseños conservadores de las columnas, en México deben hacerse pruebas debido a la concentración de detergente presente en el agua.

Una vez utilizado el carbón debe regenerarse. Esto se logra en hornos construidos al efecto. La regeneración se realiza en 3 pasos; secado a 100 grados centígrados, cocido (de la materia absorbida) a 600 grados centígrados y activado a 1,000 grados centígrados. La instalación de hornos de regeneración en la planta de tratamiento sólo se justifica en plantas con capacidades del orden de 800 kg/día de carbón o sea aproximadamente 300 lps.

CARBON ACTIVADO EN POLVO.- Este proceso resulta muy eficiente debido a que el carbón en polvo tiene una mayor área activa que el granular. En este proceso el carbón se mezcla con el agua y se remueve por sedimentación. El proceso es complicado por el manejo del polvo y por las pérdidas en la regeneración. Actualmente se estudia utilizado en la coagulación química o en el tanque de aeración.

OZONACION.- El ozono es un oxidante poderoso que aparentemente no produce el tipo de compuestos tóxicos que se obtienen con el cloro. En las pruebas realizadas se ha encontrado que su eficiencia en la oxidación de materia orgánica como DQO es de aproximadamente 50% sin embargo la reacción es lenta.

OSMOSIS INVERSA.- Aun cuando el objetivo principal de este proceso es la remoción de sales, las membranas utilizadas producen una remoción considerable de materia orgánica, turbiedad y organismos patógenos. Este proceso tiene gran futuro sobre todo para la remoción de compuestos orgánicos tóxicos.

6.6 REMOCION DE SOLIDOS DISUELTOS.

INTERCAMBIO IONICO.- Este proceso es muy usado en la industria para el tratamiento de agua de calderas y de agua de proceso. Generalmente se utilizan dos lechos de resinas, una para la remoción de aniones y otra para la remoción de cationes, aun cuando existen procesos que utilizan medios mezclados. Las eficiencias de remoción son superiores al 90% del contenido de iones. Este proceso no se utiliza mucho en tratamiento avanzado debido a que el proceso es muy selectivo y a las ventajas del proceso de ósmosis inversa.

ELECTRODIALISIS.- Este proceso se ha usado para la producción de agua potable a partir de aguas salobres. El proceso consiste en promover la migración de los iones presentes en el agua a través de membranas bajo la influencia de una corriente eléctrica. El proceso es selectivo a los contaminantes inorgánicos y no tiene las ventajas del de ósmosis inversa. Otro factor importante es que a medida que se reduce la concentración de iones el costo de la energía se incrementa.

OSMOSIS INVERSA.- El fenómeno de la ósmosis aparece cuando dos soluciones de diferentes concentraciones de soluto están separadas por una membrana semipermeable como el celofán. El agua tiende a pasar a través de la membrana del lado más diluido al más concentrado produciendo concentraciones y sales de soluto en ambos lados de la membrana. Por lo tanto, aplicando presión del lado concentrado puede lograrse una solución diluida en el otro lado. Los equipos para este proceso son en su totalidad patentados y se diferencian básicamente en la forma de colocar las membranas ya sea en forma espiral, tubular o de fibra hueca. Los requerimientos de energía son del orden de 2.7 kwh/m³ de agua producida y se recupera del 75 al 85% del agua.

Las principales desventajas de este proceso son la poca duración de las membranas, el depósito de sales en el interior de las membranas y a la susceptibilidad al daño del proceso por mala operación.

DESTILACION.- Este procedimiento se utiliza principalmente para la desalación de agua de mar, sin embargo en el campo del tratamiento del agua residual tiene la desventaja de que los compuestos orgánicos son arrastrados en el destilado y aparecen en el efluente de la planta.

6.7 REMOCION DE ORGANISMOS PATOGENOS.

CLORACION.- La desinfección con cloro se ha venido usando con éxito desde hace mucho tiempo. Su eficiencia en la destrucción de organismos patógenos es bastante buena. Sin embargo su efectividad en la desinfección de aguas residuales no ha sido comprobada. La razón es por la presencia en el agua residual de quistes de microorganismos y la presencia de virus. Además la formación de productos químicos peligrosos por el cloro hacen dudosa su aplicación.

OZONACION.- El ozono se utiliza para la desinfección con mucho éxito en Europa. Es un bactericida efectivo y tiene buena eficiencia en la remoción de virus. Su eficiencia en la remoción de otro tipo de organismos no se ha comprobado.

DIOXIDO DE CLORO.- Este producto se ha usado con éxito en aplicaciones industriales. Aun cuando se ha estudiado extensamente y ha dado buenos resultados, su uso no se ha extendido debido a lo peligroso de su preparación la cual debe de hacerse en el lugar de aplicación a partir de cloro gaseoso y clorito de sodio.

LUZ ULTRAVIOLETA.- Este proceso consiste en pasar luz ultravioleta a través del agua por tratar. Para lograr esto se requiere de agua muy clara y en capas muy delgadas, lo que complica el diseño operacional del proceso. Aún cuando el proceso es efectivo aún no se aplica a nivel operativo.

RECOMENDACIONES.

Durante el desarrollo de esta tesis se abordaron algunos problemas referentes a la necesidad que existe en México de tratar las aguas residuales (capítulo 2). Los capítulos restantes son didácticos, es decir, muestran los principios básicos que han de tenerse en cuenta en el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales. Por lo tanto, considerando lo anterior, las recomendaciones a las que se llegan en este trabajo son:

- Al establecer el cobro de derechos por descargas a los cauces y cuerpos acuáticos, las cuotas deberán ser lo suficientemente altas para que las industrias que los contaminan decidan entre pagar la cuota o instalar plantas de tratamiento que traten sus residuos.

- Se debe implantar una severa vigilancia a las descargas de aguas residuales, sobre todo de aquellas consideradas como altamente contaminantes. Esto puede lograrse con monitoreos constantes en cada cuerpo receptor de aguas residuales.

- Deben definirse con criterios eficaces y realistas, los estándares mínimos de calidad en el agua potable y, simultáneamente, en las aguas residuales.

- Deberá tratarse la totalidad de las aguas residuales producidas en el país ya sea para la protección de los cuerpos receptores o para su posible reutilización en la agricultura o en la industria, atendiendo a los criterios de calidad que cada rubro requiera.

- Es urgente fortalecer los programas de capacitación, formación de recursos humanos, investigación y transferencia de tecnología. Debe adiestrarse a los operadores de las plantas y debe pagárseles un sueldo atractivo. Resulta irónico que más de 200 de las 400 plantas que hay en el país estén paradas por falta de recursos económicos y humanos.

- Se debe avanzar en la construcción de las plantas de tratamiento de aguas residuales, para lo cual se requiere un mayor apoyo de recursos fiscales.

- Las industrias de una determinada zona podrían unirse e instalar una planta de tratamiento que les sirva a todas. Esta planta no necesitaría de los recursos fiscales ya que cada empresa pagaría una parte proporcional. Ejemplos de este tipo de acuerdo lo tenemos en las delegaciones Gustavo A. Madero (en Vallejo) e Iztacalco en el Distrito Federal y en Cuernavaca, Morelos.

- Actuar sobre los problemas de contaminación es ser previsoros en materia de salud, pues resultaría ilógico que

se canalizaran inversiones extraordinarias en hospitales para cuidar la salud y aliviar a las personas, por no haber atendido las causas originales de los problemas.

- En la Universidad, concretamente en la carrera de Ingeniería Civil de la E.N.E.P. Acatlán, debe ampliarse el espacio para las materias involucradas con el área de Ingeniería Ambiental, ya que esta disciplina, con el transcurso de los años, se ha convertido en un elemento clave para la realización de cualquier proyecto. Es muy importante que el estudiante esté familiarizado con las materias derivadas de esta disciplina para su posterior aplicación en el campo profesional.

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

"País Sediento". El Universal. (México, D.F.) 26 de Mayo de 1991, Primera sección, pp 6, 7 y 8.

Guerra, Martha. "Programa de Salud Agua Limpia" El Universal. (México, D.F.) 15 de Junio de 1991, Nuestro mundo, p 26

"Agua 2000: estrategia de ahorro y salvación para el D.F." El Nacional. (México, D.F.) 27 de Mayo de 1991, La Ciudad, pp 38, 39

"CNA: aún se riegan con aguas negras 886 hectáreas de cultivos en el país". El Universal. (México, D.F.) 26 de Septiembre de 1992, Primera sección, p 12

"Se agudiza el deterioro de la cuenca Lerma-Chapala". El Universal. (México, D.F.) 15 de Junio de 1991, Estados, p 3

"Afinan México, Canadá y EU los aspectos ambientales que incluirá el TLC: Colosio". El Universal. (México, D.F.) 25 de Julio de 1992, Primera sección, p 4

"No funcionan la mitad de las tratadoras de aguas". El Universal. (México, D.F.) 7 de Junio de 1990, Estados, p 1

"Anuncia Salinas un programa para sanear ríos y lagos". El Universal. (México, D.F.) 6 de Abril de 1991, Primera sección, p 1

Nightingale, Tony J. "Nuevo sistema de tratamiento de aguas negras reduce costos de operación". Prevención de la Contaminación. (Houston, Texas) Marzo de 1993, Número 1 (Revista), p 62

IMCYC. Estructuras de concreto para el mejoramiento del medio ambiente. México, D.F., IMCYC, 1984.

SAHOP. Guía general para la elaboración de proyectos de ingeniería de sistemas de agua potable y alcantarillado. México, D.F., Facultad de Ingeniería UNAM, 1979

Facultad de Ingeniería, UNAM. Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana. México, D.F., Facultad de Ingeniería UNAM, 1979

Vizcaino Murray, Francisco. La Contaminación en México. México, D.F., Fondo de Cultura Económica, 1987.

Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York. Manual de tratamiento de aguas. México, D.F., Ed. Limusa, 1991

Giles, Ronald V. Mecánica de los fluidos e hidráulica. Serie Schaum, México, D.F., Mc Graw-Hill, 1987

Chapra, Canale. Introducción a la computación para ingenieros. México, D.F., Mc Graw-Hill, 1989.

Fair, Geyer y Okun. Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. Volumen I. Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales. México, D.F., Ed. Limusa, 1990.

Fair, Geyer y Okun. Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. Volumen II. Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales. México, D.F., Ed. Limusa, 1989.

AWWA. Control de calidad y tratamiento del agua. Mc Graw-Hill, Madrid, 1975.

Metcalf-Eddy. Tratamiento y depuración de las aguas residuales. Ed. Labor, Barcelona, 1977.

Babbitt, Baumann. Alcantarillado y tratamiento de aguas negras. CECSA, México, D.F., 1977.

ASCE, AWWA. Water Treatment Plant Design. Second Edition. Mc Graw-Hill, USA, 1990.

Steel, Ernest W. Abastecimiento de agua y alcantarillado. Ed. Gustavo Gili, Barcelona, 1972.

Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York. Manual de tratamiento de aguas negras. México, D.F., Ed. Limusa, 1990.

Metcalf and Eddy Inc. Wastewater Engineering. Treatment, Disposal and Reuse. Third Edition. Mc Graw-Hill, USA, 1991.

Poder Ejecutivo Federal. Plan Nacional de Desarrollo 1989-1994. Secretaría de Programación y Presupuesto, México, D.F., 1989.