



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

“SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA POBLACIONES MENORES
DE 40,000 HABITANTES”

T E S I S

Que presenta:

ING. FERNANDO MARTINEZ GUZMAN

como requisito para obtener el grado de:

MAESTRO EN INGENIERIA

(S A N I T A R I A)

CIUDAD UNIVERSITARIA

SEPT. 1990

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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

**SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES
MENORES DE 40,000 HABITANTES**

INDICE

- CAPITULO 1 INTRODUCCION**
- CAPITULO 2 INFORMACION PREVIA PARA LA SELECCION Y DISEÑO DE UN
SISTEMA DE TRATAMIENTO.**
- 2.1.- Desarrollo urbano
 - 2.1.1.- Demografía
 - 2.1.2.- Planes y programas de desarrollo
 - 2.1.3.- Disponibilidad y características de terrenos
 - 2.2.- Sistemas de abastecimiento y alcantarillado
 - 2.3.- Cantidad y características del agua residual a tratar
 - 2.3.1.- Estimación de caudales para diferentes tamaños de poblaciones
 - 2.3.2.- Características de las aguas residuales
 - 2.4.- Disposición final del agua residual
- CAPITULO 3 DEFINICION DE LAS NECESIDADES DE TRATAMIENTO**
- 3.1.- Leyes y reglamentos
 - 3.2.- Uso de las aguas residuales
 - 3.3.- Cuerpos receptores
- CAPITULO 4 DESCRIPCION DE PROCESOS DE TRATAMIENTO**
- 4.1.- Clasificación de procesos
 - 4.2.- Pretratamiento
 - 4.3.- Tratamiento primario
 - 4.3.1.- Fosas Sépticas.

- 4.3.2.- Tanques Imhoff
- 4.3.3.- Sedimentadores primarios
- 4.4.- Tratamiento secundario
 - 4.4.1.- Lagunas de estabilización
 - 4.4.2.- Aeración extendida
 - 4.4.3.- Zanjas de oxidación

CAPITULO 5 PARAMETROS Y PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

- 5.1.- Pretratamiento
 - 5.1.1.- Canal de rejillas
 - 5.1.2.- Canal desarenador
 - 5.1.3.- Vertedor proporcional
- 5.2.- Fosas sépticas
 - 5.2.1.- Cámaras sépticas
 - 5.2.2.- Filtros intermitentes de arena
- 5.3.- Tanques Imhoff
 - 5.3.1.- Cámaras de sedimentación y digestión
 - 5.3.2.- Lechos de secado
- 5.4.- Sedimentadores primarios
- 5.5.- Lagunas facultativas
- 5.6.- Lagunas aeradas
- 5.7.- Aeración extendida
- 5.8.- Zanjas de oxidación

CAPITULO 6 OPERACION Y MANTENIMIENTO

- 6.1.- Pretratamiento
- 6.2.- Fosas sépticas
- 6.3.- Tanque Imhoff
- 6.4.- Sedimentadores primarios
- 6.5.- Lagunas facultativas
- 6.6.- Lagunas aeradas
- 6.7.- Aeración extendida
- 6.8.- Zanjas de oxidación

CAPITULO 7

ESTIMACION DE COSTOS

- 7.1.- Volúmenes de obra y presupuestos
 - 7.1.1.- Obra civil
 - 7.1.2.- Obra electromecánica
 - 7.1.3.- Terreno
- 7.2.- Evaluación de costos de inversión
- 7.3.- Costos por operación y mantenimiento
 - 7.3.1.- Personal
 - 7.3.2.- Manejo de lodos
 - 7.3.3.- Energía
 - 7.3.4.- Mantenimiento de equipos
- 7.4.- Resumen de costos

Conclusiones y Recomendaciones

CAPITULO I

INTRODUCCION

Este trabajo, pretende mostrar de una forma objetiva los sistemas de tratamiento más adaptables a núcleos urbanos menores de 40,000 habitantes, desglosando los datos básicos necesarios para el diseño y considerando los distintos aspectos técnico económicos para definir el proceso de tratamiento más conveniente para cada lugar en particular.

Estas poblaciones distribuidas en gran parte del territorio Nacional, aportan carga orgánica a cuerpos receptores de distintas cuencas del país. Por su localización dispersa y el tamaño poblacional, no se han contemplado en los programas prioritarios de la SEDUE y SARH para el tratamiento de sus desechos líquidos. Sin embargo, se ha tenido la experiencia que algunas de estas zonas se desarrollan en tal forma, que en un lapso de tiempo relativamente corto, presentan una explosión demográfica y a veces industrial, adquiriendo el problema de contaminación dimensiones

incontrolables y por consiguiente, cuando se pretende darle solución, los costos de inversión son tan elevados, que resulta insuficiente cualquier presupuesto, de tal forma que el problema se va postergando hasta mantenerse en condiciones irresolubles.

Es necesario atacar el problema en sus orígenes y es precisamente en estos núcleos urbanos donde se debe prevenir y controlar la contaminación por descargas de aguas residuales, con ello se estará verdaderamente avanzando hacia una solución integral, tanto regionalmente como estatal y nacionalmente.

Es muy cierto que los presupuestos municipales son muy restringidos y con las condiciones económicas actuales del país, resulta que siempre existen otras prioridades como agua potable y drenaje antes de emprender acciones para tratar las aguas residuales.

Ahora bien, aparte de las limitantes económicas que presenta cada Municipio, los argumentos que se han antepuesto a las soluciones para evitar la contaminación de cuerpos receptores son:

- a) Muchas de estas poblaciones no cuentan con servicio de alcantarillado por falta de recursos.
- b) Estos centros urbanos no cuentan con un plan integral de sistema de drenaje, tratamiento y reuso.
- c) Las obras para el tratamiento de las aguas residuales resultan costosas, además de requerirse operación y mantenimiento de las mismas.
- d) Se tiene un desconocimiento total tanto a nivel municipal como en algunos casos a nivel estatal para el diseño y construcción de sistemas de tratamiento. Es decir, si estas poblaciones contaran con los recursos económicos para resolver su problema de contaminación, estarían supeditados a que el Gobierno del Estado formulara el proyecto específico para cada poblado, para que estuvieran en posibilidades de efectuarse las obras.

Podemos constatar que gran parte de estas poblaciones utilizan las aguas de de

secho crudas en riesgo de hortalizas, siendo un riesgo latente que indudablemente repercute en altos costos sociales, producto de enfermedades de tipo hídrico a la población.

Repasando los cuatro incisos anteriores que en forma general son los "inconvenientes" que se pueden presentar para la instauración de un sistema de tratamiento, podemos resumir que el inciso (d) es el que determina en un momento dado la factibilidad de realizar un sistema de tratamiento en estas localidades, ya que los recursos económicos muchas de las veces tienen que emplearse en forma inmediata y normalmente se distribuyen en aquellas obras de las cuales se tiene un mayor conocimiento y se pueden ejecutar aún sin un proyecto previo. Tal es el caso de obras de urbanización, sistemas de agua potable, etc.

Es lógico suponer que no hay obra más difícil de realizar que aquella que se desconoce, o sea, que requiere de especialistas para su desarrollo. Este ha sido uno de los factores determinantes por los cuales la Ingeniería Sanitaria ha permanecido estática por varias décadas. El país adolece de gente preparada en esta rama de la ingeniería que cuente con los elementos indispensables para desarrollar proyectos y ejecutar obras de tratamiento de aguas residuales en forma simple conforme a las condiciones reales del país. Otro factor no menos importante, es el hecho de que el diseño de sistemas de tratamiento dependía de equipos de alta tecnología que regularmente eran de importación, dependiendo del exterior tanto en su obtención como en su operación y mantenimiento.

Actualmente ya se fabrican equipos de distinta índole para el tratamiento de aguas en el país, así mismo en varias Universidades se han instaurado especialidades en esta rama de la ingeniería precisamente con el enfoque de solución de los problemas de contaminación que afronta la Nación.

Para contrarrestar un poco el aspecto económico de que dependen la ejecución de proyectos y obras para el tratamiento de aguas residuales, mencionaremos el caso del Estado de Tlaxcala, considerado uno de los más pobres del país, sin embargo, es la entidad que cuenta con mayor número de plantas de tratamiento, controlando en cuanto a contaminación se refiere, más del 60% de las descargas de aguas residuales. El Estado de Tlaxcala con una población según censo de 1980 de 556,597 habitantes, contiene un total de 43 municipios con poblaciones menores a 40,000 habitantes; re-

presentando el 92.5% de la población total; es decir, gran parte de estas localidades ya cuentan con su sistema de tratamiento, antes de descargar a ríos o corrientes superficiales o bien antes de ser reusadas en riego.

Este es un ejemplo claro de que hay forma de implementar sistemas de tratamiento y reuso de las aguas residuales, aún a costa de las condiciones económicas a las que están sujetos los estados de la República. Cabe mencionar que en este caso en particular, el Gobierno del Estado se ha preocupado por desarrollar los proyectos de drenaje y tratamiento de aguas de desecho para cada localidad, contemplándose la planta de tratamiento como parte integral del sistema de alcantarillado.

En la Tabla N° 1 se presenta una relación de localidades con menos de 40,000 habitantes por entidad federativa, conforme a los datos censales de 1980. De esta tabla podemos deducir que se tenían 4 donde más del 70% de su población habitaba en centros urbanos menores de 40,000 habitantes; así mismo, en 11 Estados, más del 50% de la población se distribuían en desarrollos menores de 40,000 habitantes. Por último, en términos generales quitando a la población del D. F., se tiene que el 38.7% de la población total del país habitan en núcleos urbanos menores de 40,000 habitantes.

Para estas poblaciones está encaminado el presente trabajo, bajo la premisa de proporcionar los elementos característicos para analizar las alternativas de solución para cada localidad en particular desde el punto de vista técnico-económico.

En el Capítulo N° 2 se hace un desglose a detalle de la información previa requerida para la selección y diseño de un sistema de tratamiento, haciéndose énfasis en los planes y programas de desarrollo para cada localidad, así como en la disponibilidad y características físicas de los terrenos donde se construirían los sistemas de tratamiento. Así mismo se hace referencia a la necesidad de prever el reuso de las aguas residuales tratadas con tendencia a liberar agua de primer uso.

En el Capítulo N° 3 que corresponde a la definición de las necesidades de tratamiento, se presenta un bosquejo de las leyes y reglamentos vigentes para prevenir y controlar la contaminación de aguas, resaltando el hecho de que para preservar el medio ambiente el tratamiento de las aguas residuales es un costo necesario e indispensable, sin embargo dicha inversión se puede orientar a aprovechar el agua trata-

da con algún fin agrícola o benéfico, repercutiendo en un mayor aprovechamiento de los recursos naturales.

En el Capítulo N° 4 referente a la descripción de procesos de tratamiento, --- plantea primeramente una clasificación de procesos de tratamiento en cuanto a la remoción de contaminantes y en cuanto a las características del proceso empleado (físico, biológico, físico-químico).

Subsecuentemente se hace una breve descripción de los sistemas de tratamiento, así como de las unidades y dispositivos usados con mayor frecuencia para aguas residuales municipales, dentro de estos tenemos:

- Pretratamiento.

. Tratamiento primario

- .. Fosas sépticas
- .. Tanques Imhoff
- .. Sedimentadores primarios

. Tratamiento secundario

- .. Lagunas de estabilización
- .. Aeración extendida (variante de lodos activados)
- .. Zanjas de oxidación

Para cada uno de estos procesos se detallan las recomendaciones técnicas conforme a la bibliografía aplicada a cada unidad de tratamiento. Así mismo se dan -- las características bajo las cuales se debe considerar el nivel de tratamiento y el tipo de proceso a implementar.

En el Capítulo N° 5, se recomiendan y definen valores de los parámetros que se usan para el dimensionamiento de las unidades de tratamiento, se desarrolla a detalle el procedimiento de cálculo y se resumen en tablas el dimensionamiento de unidades de tratamiento de módulos base para poblaciones en el rango de 2,500 a 40,000 habitantes. En algunos casos se presentan los parámetros para cada unidad de tratamiento y el procedimiento para el conjunto de unidades que forman un proceso cuando existe interrelación entre unidades y el cálculo de ellas está condicionado entre sí.

En el procedimiento de cálculo primeramente se enlistan los datos básicos recomendados conforme a la bibliografía, señalando las referencias, acordes a las localidades estudiadas; posteriormente se proporciona la secuencia de cálculo de una forma simple, hasta llegar al desarrollo a detalle a manera de ejemplo de uno de los módulos.

El Capítulo N° 6 tiene como finalidad proporcionar una idea general de los conceptos de operación y mantenimiento involucrados en cada uno de los sistemas de tratamiento propuestos.

Se pretende que el conocimiento de las necesidades de operación y mantenimiento para cada sistema, sea una variable más en la toma de decisiones para definir la mejor alternativa en cada caso en particular.

Un aspecto que se trató de darle mayor relevancia en el Capítulo N° 7 es el correspondiente a costos. En este capítulo se presenta un desglose de los montos requeridos en la construcción de cada uno de los sistemas propuestos, conforme a la modulación de plantas de tratamiento desde 2,500 a 40,000 habitantes.

Esta evaluación tiene la finalidad de mostrar las inversiones que se requieren, además de puntualizar en todos los conceptos y cantidades de obra que involucra cada sistema. Para ello se cuantificó la obra civil, eléctrica y mecánica para cada proceso en sus distintas modulaciones. Las cotizaciones derivadas corresponden a precios unitarios vigentes al mes de Mayo de 1989. Se investigó el costo por hectárea de superficie en varios puntos de la República, tomándose un valor medio para fines de presupuestos.

Como siguiente paso se determinaron los costos de inversión, operación y mantenimiento, lográndose un resumen de costos anuales, con lo cual se llegó a determinar el costo anual por habitante y costo anual por metro cúbico de agua tratada por proceso y por módulos de tratamiento a precios del primer semestre de 1989.

Dado la importancia que reviste este capítulo, se procuró detallar lo más posible cada concepto que intervenía en los presupuestos, de tal forma que pudiera establecerse la confiabilidad de los datos que aquí se presentan. No obstante es necesario aclarar que resulta por demás difícil generalizar este concepto ya que depen-

de de cada caso en particular. Dentro de un contexto general, se intenta proporcionar los conocimientos con gran aproximación de una más de las variables en la toma de decisiones para la selección del proceso que mejor se ajuste a las necesidades - de cada localidad, siendo éste el objetivo primordial del presente trabajo.

CAPITULO 2

INFORMACION PREVIA PARA LA SELECCION Y DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO

Como parte inicial de los estudios y proyectos para un sistema de tratamiento municipal, es necesario contar con cierta información básica, la cual deberá ser recopilada o generada previamente. A continuación se detalla la información indispensable que permitirá desarrollar el diseño en forma racional.

2.1.- Desarrollo Urbano.

Deberá de condensarse en tablas y gráficas la información referente al crecimiento histórico de la población, determinando las tasas de crecimiento por de ce nio y de ser posible en períodos más cortos. Los datos obtenidos, deberán ser co rr ro bor ados, ya que algunos datos de censos oficiales presentan cierta incongruencia.

En un momento dado deberá recurrirse a efectuar muestreos aleatorios y con base en la mancha urbana, calcular la población existente.

2.1.1.- Demografía.

Es importante conocer la población actual y su comportamiento histórico a fin de estimar el crecimiento en lapsos de tiempo de 5, 10, 15, 20 y 25 años, ya que a través del número de habitantes se puede estimar el incremento en la cantidad de aguas residuales generadas por la población y definir con esto las necesidades de modular el sistema de tratamiento para condiciones actuales, a mediano y largo plazo.

Concretamente se deberá conocer el crecimiento histórico en décadas pasadas, pudiendo hacer uso de la siguiente ecuación:

$$I = 100 \times \left[\left(\frac{P_F}{P_0} \right)^{1/N} - 1 \right]$$

en donde:

- I = Tasa promedio anual
- P_F = Población final
- P_0 = Población inicial
- N = Período

Tomando como base el crecimiento en décadas pasadas, se estimarán las tasas de crecimiento para las décadas siguientes. Es muy importante que en estos cálculos se hagan incidir los planes de desarrollo Federales, Estatales y Municipales, ya sean estos de impulso, consolidación, control o cualquier otra planeación que aumente o disminuya el crecimiento de la población.

Para el cálculo de la población esperada, se fija el período o número de años y se estima la tasa promedio anual de crecimiento, utilizando la ecuación anterior en la forma:

$$P_F = P_0 \left(\frac{I}{100} + 1 \right)^N$$

2.1.2.- Planes y Programas de Desarrollo.

Como ya se mencionó anteriormente, los planes y programas de desarrollo urbano de la localidad, pueden incidir directamente en el número de habitantes, pero además definen los usos del suelo y el desarrollo de la mancha urbana.

Se requiere por lo tanto, no solamente conocer estos planes y programas, sino además incluir dentro de ellos el sistema de tratamiento de aguas residuales, de manera que éste coadyuve a un desarrollo armónico en la localidad.

Por las características propias de una planta de tratamiento, ésta podrá ser utilizada para restringir el crecimiento hacia una determinada zona, pero en lo posible se deberá evitar que la mancha urbana envuelva a la planta, de tal manera que su localización esté acorde con los planes y programas de desarrollo.

2.1.3.- Disponibilidad y Características de Terrenos.

Conociendo la tendencia natural de crecimiento de la mancha urbana, así como los planes y programas de desarrollo, los sitios actuales y en proyecto para el vertido de aguas residuales, el drenaje natural del terreno y el uso actual o potencial de las aguas residuales, se estará en posibilidad de definir la zona técnicamente apta para localizar la planta de tratamiento.

Existen diferentes tipos de tratamiento con procesos y eficiencias similares, que sin embargo requieren de superficies de terreno muy dispares. Para las mismas condiciones, los hay compactos que requieren superficies menores a 1000 m^2 , a diferencia de otros, cuyas necesidades de terreno son de varias hectáreas.

El tipo de planta de tratamiento y su tamaño dependen de la cantidad y características del agua residual, de las necesidades de tratamiento y de la disponibilidad y condiciones topográficas y geológicas del terreno.

En una forma muy general se puede considerar que los tratamientos más económicos en cuanto a costos de inversión, operación y mantenimiento, son los que mayor superficie requieren.

Como punto de partida para detectar la disponibilidad de terrenos, en la Tabla N° 2.1 se presenta (en forma aproximada) la superficie requerida para diferentes tipos de planta y tamaño de poblaciones.

La localización del terreno y sus características, son unos de los factores que mayor influencia tienen en la selección y diseño de un sistema de tratamiento.

Los aspectos que definen las ventajas o desventajas de un terreno para la ubicación de un sistema de tratamiento son:

- . Localización; necesidades de conducción de las aguas residuales; colectores y estaciones de bombeo.

- . Régimen de tenencia de la tierra, factibilidad de adquisición y costo del predio.

- . Topografía; superficie, configuración y desniveles o accidentes que limiten o propicien el óptimo aprovechamiento de la superficie.

- . Geotecnia; capacidad de carga del terreno para desplante y cimentación de estructuras, nivel freático, permeabilidad, posibilidades de aprovechar los materiales del subsuelo.

Para la selección del tipo de proceso de tratamiento, se requiere la siguiente información de el o los terrenos disponibles:

- . Localización, superficie y costo.

- . Topografía general; configuración aproximada, desnivel y accidentes topográficos.

- . Tipo de suelo, capacidad de carga aproximada, nivel freático.

Para el diseño constructivo de la planta de tratamiento se requieren estudios específicos (generalmente costosos), del terreno seleccionado para la ubicación de la planta de tratamiento y que determinen:

. La superficie y configuración exacta del terreno.

. Un levantamiento topográfico a detalle del terreno, con curvas de nivel a un metro de equidistancia y preferentemente, a cada 0.50 metros en terrenos muy planos.

. Resistencia o capacidad de carga de las capas subyacentes para cimentación de estructuras.

. Localización del nivel freático.

. Permeabilidad del subsuelo y estratigrafía.

. Disponibilidad en el terreno o en zonas aledañas de materiales para formación de bordos.

. Límites de consistencia, estabilidad y compactación de taludes en corte y terraplén.

Debido a que estos estudios son específicos y únicos para el terreno seleccionado, además por su costo, tiempo de ejecución y complejidad, es indispensable asegurar la adquisición del terreno antes de iniciarlos.

2.2.- Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado.

La cantidad de aguas residuales generadas por una población es función directa del agua abastecida y ésta del número de habitantes; la cobertura de la red de agua potable y de la dotación por habitante. El agua recolectada dependerá además de la cobertura del sistema de alcantarillado.

Por lo general las poblaciones no tienen una cobertura total en estos dos sistemas, coberturas superiores al 80% de la población con servicios se consideran como buenas.

Normalmente no existe información oficial y actualizada respecto al porcentaje de la población que cuenta con servicios de agua potable y alcantarillado,

por lo que deberá recurrirse en algunas ocasiones a obtener directamente en la localidad esta información, mediante investigación de las fuentes de abastecimiento y volumen suministrado.

Es importante conocer el o los sitios finales de descarga de la red de alcantarillado de la localidad, así como los planes y proyectos de ampliaciones y/o modificaciones al sistema, a fin de considerarlos en el proyecto de recolección y conducción de aguas residuales hasta la planta de tratamiento.

Previo al diseño de la planta de tratamiento, se deberá contar con la cota de plantilla o nivel de llegada de las aguas residuales al sitio donde se ubicará el proceso.

En los casos (como sucede comúnmente), en que el sistema de alcantarillado sea del tipo combinado, es decir que se conduzcan en las tuberías tanto aguas pluviales como residuales, será necesario estimar con la mayor precisión posible el caudal generado de aguas de desecho, a fin de proyectar obras de desvío y no sobrepasar la capacidad hidráulica de la planta. La planta sólo se diseñará para manejar el caudal máximo de aguas residuales, teniendo que desviar los excedentes en época de lluvias.

2.3.- Cantidad y Características del Agua Residual a tratar.

El caudal y características del agua residual generada por una población, es función del tipo de actividades que se desarrollan dentro de cada localidad, siendo características específicas de cada una de ellas, por lo que se recomienda aforar, muestrear y analizar las aguas residuales en forma particular.

2.3.1.- Estimación de Caudales de Diseño para diferentes tamaños de poblaciones.

A continuación se presentan los cálculos para estimar el caudal de aguas residuales, tomando como base el número de habitantes para diferentes tamaños de población y bajo la consideración de los datos básicos de proyecto que en seguida se desglosan.

- Dotación de agua potable por habitante = 250 l/hab/día
- Porcentaje de agua descargada = 80% de la Dot.
- Coef. de Harmon para cálculo de gastos extremos en función del número de habitantes

$$F = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

P = Población en miles de habitantes

POBLACION 10 ³ HAB.	COEF. DE HARMON (F)	Q MED (l/seg)	Q MAX (l/s) q med x F	Q MIN (l/s) Q MED/2
2.5	1.508	6.25	20.11	1.65
5.0	1.242	12.50	37.55	3.10
7.5	1.174	18.75	53.57	4.55
10.0	1.135	25.00	68.61	6.00
15.0	1.112	37.50	96.45	8.35
20.0	1.097	50.00	127.19	11.25
30.0	1.077	75.00	192.30	16.00
40.0	1.065	100.00	261.14	21.25

Si se considera como máximo un 86.5% de la población con servicio de alcantarillado, obtenemos los gastos de diseño que se considerarán para el dimensionamiento de unidades de tratamiento.

POBLACION 10 ³ HAB.	Q MED l/s	Q MAX l/s	Q MIN l/s
2.5	6	17.54	1.65
5.0	12	37.55	3.10
7.5	18	53.57	4.55
10.0	25	68.61	6.00
15.0	37	96.45	8.35
20.0	50	127.19	11.25
30.0	75	192.30	16.00
40.0	100	261.14	21.25

Se recomienda que cada localidad efectúe el aforo de su o sus descargas de aguas residuales, a fin de tener una información más confiable. Los -

aforos se deberán realizar en cada una de las descargas y en forma tal que se identifiquen las variaciones horarias (en un día = 24 hrs.) y las variaciones diarias (en una semana = 7 días), es decir, aforos cada 4 horas y en días representativos de una semana.

2.3.2.- Características de las Aguas Residuales.

Es importante conocer las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua residual, ya que con ellas se determinan los contaminantes que contiene el agua de desecho, que es una de las bases para definir las necesidades de tratamiento, el tipo de proceso y algunos parámetros de diseño.

En general existe poca información sobre las características de las aguas residuales en poblaciones menores de 40,000 habitantes, sin embargo la gran mayoría son de naturaleza esencialmente doméstica.

Dentro de la literatura, (Ref. 1), se reportan los siguientes valores como típicos para aguas residuales domésticas.

CONTAMINANTE	CONCENTRACION (ug/l)		
	ALTA	MEDIA	BAJA
ST : SÓLIDOS TOTALES	1,200	700	350
SST : SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	350	200	100
DB5 : DEMANDA BIOLÓGICA DE OXÍGENO	300	200	100
DBD : DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO	1,200	400	250
PH : GRASA Y ACEITES	150	100	40

Para el diseño de unidades de tratamiento en este trabajo, se tomaron como base los valores medios de concentración, sin embargo, se recomienda para caso en particular, realizar los muestreos y análisis correspondientes.

Para contar con información confiable, se requieren como mínimo tres muestreos de 24 horas, con formación de una muestra compuesta, mediante --- muestras simples tomadas cada cuatro horas y en forma proporcional al gasto a la hora de extraer la muestra.

Los parámetros a analizar serán: pH, temperatura ambiente y del agua residual, oxígeno disuelto, sólidos totales, sólidos suspendidos totales y volátiles, demanda bioquímica de oxígeno, demanda química de oxígeno, grasas y aceites.

2.4.- Disposición Final del Agua Residual.

De información recopilada y de observación directa, se ha encontrado como práctica común el reuso del agua residual sin tratar en riego agrícola, con lo cual se benefician gran cantidad de hectáreas, sin embargo, esto puede acarrear con secuencias adversas en la productividad del suelo debido a:

- . Aumento en la salinidad del suelo, por la acumulación de sales disueltas que lleva consigo el agua residual.
- . Alteración del pH del suelo por el contenido de acidez o alcalinidad en el agua residual.
- . Depósitos de grasas y aceites en la superficie del suelo.
- . Contaminación bacteriana en productos de consumo directo, ya sea humano o animal.

Aunado a estos riesgos que se producen por el uso de las aguas residuales sin tratamiento o control, se tiene además la falta de infraestructura para su óptimo aprovechamiento, lo que redunda en pérdidas por infiltración y por falta de almacenamiento o regulación.

Definitivamente el uso del agua residual no solamente es factible, sino recomendable, ya que constituye un recurso aprovechable con materia orgánica y nutrientes que benefician al suelo. Sin embargo, su uso debe controlarse para evitar efectos adversos. Los tratamientos convencionales, como los que aquí se desglosan, para aguas residuales urbanas, minimizan estos efectos adversos.

Como información previa para la selección y diseño de una planta de tratamiento municipal, se deberá efectuar un levantamiento o censo de los aprovechamientos del agua residual actuales y los posibles una vez tratadas. Esto en gran parte definirá las necesidades de tratamiento.

TABLA 2.1.- SUPERFICIE REQUERIDA (en m²) POR TIPO DE PLANTA
Y TAMAÑO DE LA POBLACION

POBLACION (Hab.)	SISTEMA DE TRATAMIENTO					
	TANQUES IMHOFF (1)	SEDIMENT. PRIMARIA (2)	LAGUNAS FACULTATIVAS	LAGUNAS AERADAS	AERACION EXTENDIDA	ZARJAS DE OXIDACION
2 500	250 a 500	100 a 200	1500 a 2000	5000 a 7500	750 a 500	500 a 750
5 000	500 a 750	200 a 300	2500 a 3000	7500 a 10000	500 a 750	1000 a 1500
7 500	750 a 1000	300 a 400	4000 a 5000	10000 a 12500	750 a 1000	1500 a 2000
10 000	1000 a 1500	400 a 600	5000 a 6000	12500 a 15000	1000 a 1250	2000 a 2500
15 000	1500 a 2000	600 a 800	7000 a 8000	15000 a 20000	1250 a 1500	2500 a 3000
20 000	2000 a 2500	800 a 1000	9000 a 11000	20000 a 25000	1500 a 2000	3000 a 3500
30 000	2500 a 3000	1000 a 1200	14000 a 16000	25000 a 30000	2000 a 2500	3500 a 4000
40 000	3000 a 3500	1200 a 1400	18000 a 20000	30000 a 35000	2500 a 3000	4000 a 4500

(1) : Incluyendo lechos de secado de lodos.

(2) : Sin incluir disposición final de lodos.

CAPITULO 3

DEFINICION DE LAS NECESIDADES DE TRATAMIENTO

Dependiendo del contenido de contaminantes que tenga el agua residual, las necesidades de tratamiento o reducción de estos contaminantes estará en función de:

1. Primero.- Dar cumplimiento a las leyes y reglamentos que en materia de prevención y control de la contaminación ambiental estén vigentes en el país.
2. Segundo.- Permitir y propiciar el aprovechamiento de las aguas residuales, - evitando efectos adversos en el usuario.
3. Tercero.- Evitar efectos adversos en los cuerpos receptores de las aguas residuales.

3.1.- Leyes y Reglamentos.

El 23 de marzo de 1971 se declaran de interés público las actividades para la prevención y el control de la contaminación y el mejoramiento, conservación y restauración del medio ambiente, a través del decreto "Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental". (Ref. 3).

Con fundamento y en apoyo a la ley mencionada, en marzo de 1973 se publica el "Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas". -- Posteriormente en diciembre de 1975 se decreta y publican modificaciones y adiciones a los artículos 24 y 70 de dicho Reglamento. (Ref. 4).

Este Reglamento establece en su Artículo 6.- La prevención y control de la contaminación de las aguas, para preservar y restaurar la calidad de los cuerpos receptores, deberá realizarse en los términos de este Reglamento, mediante los siguientes procedimientos:

- I.- Tratamiento de las aguas residuales para el control de sólidos sedimentables, grasas y aceites, materia flotante, temperatura y potencial hidrógeno (pH); y
- II.- Determinación y cumplimiento de las condiciones particulares de las descargas de aguas residuales, mediante el tratamiento de éstas, en su caso, de acuerdo con el resultado de los estudios que la autoridad competente realice de los cuerpos receptores, su capacidad de asimilación, sus características de dilución y otros factores.

Asimismo establece una tabla de valores máximos tolerables, mismos a los que deberá ajustar como mínimo cualquier descarga a aguas superficiales o subterráneas.

TABLA DE VALORES MAXIMOS TOLERABLES

I.- Sólidos Sedimentables	1.0 x/l
II.- Grasas y Aceites	70 x/l
III.- Materia flotante	Ninguna que pueda ser retenida por malla de 1 cm de claro libre cuadrado
IV.- Temperatura	35°C
V.- Potencial oxidigéno en	4.5 - 10.0

Las modificaciones al artículo 24 establecen que las autoridades competentes con base en estudios de una cuenca o región, dictaminarán y fijarán las condiciones particulares de las descargas de aguas residuales de acuerdo con la clasificación del agua del cuerpo receptor, su volumen o gasto y las tolerancias fijadas en los siguientes cuadros. (Ver Tabla 3.1).

El procedimiento a seguir por cada uno de los responsables de descarga, ya sean particulares o municipales como es el caso, sería el siguiente:

- Responder y llenar el formato "cuestionario para determinación de condiciones particulares a descargas de aguas residuales", presentado al final del capítulo.
- Enviar la solicitud con el cuestionario a la Dirección General para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental de SEDUE, en Río Elba No. 20, 1er. piso, 06500, México, D. F., con copia a la Delegación de SEDUE en el estado.
- La solicitud y el cuestionario deberán ser firmados por un representante legal del municipio, preferentemente por el presidente municipal.

El cuestionario se refiere básicamente a datos generales de la población, localización, número de habitantes, etc.; fuentes de abastecimiento, volumen extraído, potabilización y población servida; tipo de sistema de alcantarillado, población servida y planos del sistema; características de la descarga, localización,

cuerpo receptor, volumen de descarga y reuso.

3.2.- Uso de las aguas residuales.

Si bien se puede considerar que el tratamiento de las aguas residuales para mantener, preservar o mejorar el medio ambiente es un costo necesario, esto se puede enfocar como una inversión cuando el agua tratada es aprovechada con algún fin benéfico.

Como ya se mencionó anteriormente, es práctica común el reuso del agua con fines de riego agrícola; a continuación se mencionan en forma general, las necesidades de tratamiento que se requieren para evitar efectos adversos por el uso de aguas residuales, presentándose además en la tabla 3.2.

Para prácticamente cualquier uso se requiere la eliminación de materia flotante, la eliminación de materia inorgánica suspendida y la reducción en el contenido de grasas y aceites.

La presencia de sustancias tóxicas tales como metales pesados o plaguicidas, o cualesquiera otra, inhiben los tratamientos biológicos y son peligrosos para cualquier uso. Las autoridades encargadas de los sistemas de alcantarillado deberán restringir el vertido de estos contaminantes al sistema.

Para uso agrícola se recomienda disminuir el contenido de sólidos y la cantidad de grasas y aceites. Es variable la tolerancia de diferentes tipos de suelos y cultivos al contenido de sales en las aguas residuales, por lo que se recomienda efectuar análisis periódicos del suelo y en su caso lavar el suelo para controlar la acumulación de sales.

Para riego de productos de consumo directo tanto humano como animal, se deberán eliminar los gérmenes patógenos del agua residual, o establecer políticas de riego que impidan el contacto del agua residual con el producto, como mínimo un mes y medio antes de la cosecha y aún así, llevar un control sanitario de los productos.

Para uso recreativo y acuicultura, ya sea en forma directa o indirecta, como es el caso de la laguna de Yuriria y de algunas presas embalses, se requiere - la eliminación de sólidos, grasas y aceites, materia orgánica, control de nutrientes y desinfección de las aguas residuales.

3.3.- Cuerpos receptores.

Si bien el agua superficial en la mayoría de los cuerpos receptores es usada únicamente para fines de riego, lo que permite una mayor aceptación de contaminantes, estas corrientes superficiales se están convirtiendo en verdaderas cloacas, focos de infección que ponen en peligro a la salud pública.

Es recomendable que en lo posible los tratamientos de aguas residuales municipales se lleven a cabo a nivel secundario, con la reducción de carga orgánica que propicie la recuperación paulatina de los cuerpos de agua.

TABLA N° 3.1.- CLASIFICACIONES DE LAS AGUAS DE LOS CUERPOS RECEPTORES SUPERFICIALES

EN FUNCIÓN DE SUS USOS Y CARACTERÍSTICAS DE CALIDAD (Ref. 4)

Clase	USOS	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
		pH	Temperatura (°C)	O.D. (mg/l)	Bacterias Coliformes NMP (Organismos/100 ml)	Acetres y Grasas (mg/l)	Sólidos Disueltos (mg/l)	Turbiedad (U.T.J.)	Color (Escala Platino Cobalto)	Olor y Sabor	Nutrientes Nitrógeno y Fósforo	Materia Flotante	Substancias Tóxicas
		Límite Mínimo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo		
DA	Abastecimiento para sistemas de agua potable e industria - alimenticia con desinfección únicamente. Recreación (contacto primario) y libre para los usos DI, DII y DIII	6.5 a 8.5	C.N. más 2.5 (a)	4.0	200 fecales (b)	0.76	No mayor de 1000	10	20	Ausentes	(c)	Ausente	(d)
DI	Abastecimiento de agua potable con tratamiento convencional (coagulación, sedimentación, filtración y desinfección) e industrial.	6.0 a 9.0	C.N. más 2.5 (a)	4.0	1000 fecales (e)	1.0	No mayor de 1000	C.N.	(f)	(g)	(c)	Ausente	(d)
DII	Agua adecuada para uso recreativo, conservación de flora, fauna y usos industriales.	6.0 a 9.0	C.N. más 2.5 (a)	4.0	10 000 coliformes totales como promedio mensual ningún valor mayor de 200000 (h)	Ausencia de película visible	No mayor de 2000	C.N.	C.N.	C.N.	(c)	Ausente	(d)
DIII	Agua para uso agrícola e industrial.	6.0 a 9.0	C.N. más 2.5 (a)	3.2	1000 (j) y libre para los demás cultivos.	Ausencia de película visible	(i)	C.N.	C.N. más		(c)	Ausente	(d)
DIV	Agua para uso industrial (excepto procesamiento de alimentos)	5.0 a 9.5		3.2									(d)

pH = Potencial hidrógeno
 O.D. = Oxígeno disuelto
 N.M.P. = Número más probable

U.T.J. = Unidades de turbiedad Jackson
 mg/l = miligramos por litro

C.N. = Condiciones naturales
 °C = Grados centígrados

ANEXO DE LA TABLA Nº 3.1

- (a) Máximo 30°C excepto cuando sea causada por condiciones naturales.
Medida en la superficie fuera de la zona de mezclado, la cual se determinará de acuerdo con las características de la descarga.
- (b) Este límite, en no más del 10% del total de las muestras mensuales (5 mínimo), podrá ser mayor a 2,000 coliformes fecales.
- (c) No deben existir en cantidades tales que provoquen una hiperfertilización.
- (d) El criterio con respecto a sustancias tóxicas es el siguiente:
Ninguna sustancia tóxica sola o en combinación con otras estará presente en concentraciones tales que con viertan el agua del cuerpo receptor en inadecuada para el uso específico a que se destinen.
La Tabla Nº 4.1.1, resume algunas de las sustancias tóxicas que de acuerdo con la información disponible se encuentran bajo reglamentación y estudio en varias partes del mundo.
Los valores de las sustancias de esta tabla no son limitativos y están sujetos a modificación de acuerdo con el futuro avance tecnológico.
- (e) Este límite, en no más del 10% del total de las muestras mensuales (5 como mínimo), podrá ser mayor a 2,000 coliformes fecales.
- (f) No será permitido color artificial que no sea coagulable por tratamiento convencional.
- (g) Removible por tratamiento convencional.
- (h) 2,000 coliformes fecales como promedio mensual, ningún valor mayor de 4,000.
- (i) Conductividad no mayor de 2,000 $\mu\text{mhos/cm}$. Si el valor de RAS es mayor de 6, la Secretaría de Recursos Hídricos fijará el valor definitivo.
RAS igual a relación de absorción de sodio.
Boro 0.4 mg/l . Para valores superiores, la autoridad competente fijará el valor definitivo.
- (j) Para riego de legumbres que se consuman sin hervir o frutas que tengan contacto con el suelo.

Tabla Nº 3.2 METODOS DE TRATAMIENTO RECOMENDADOS PARA SATISFACER LOS CRITERIOS SANITARIOS ESTABLECIDOS PARA EL APROVECHAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

	Riego			Recreo		Aprovechamiento municipal		
	Cultivos no destinados al consumo humano directo	Cultivos que se consumen cocidos; pasteurizados	Cultivos que se consumen crudos	Sin contacto humano	Con contacto humano	Aprovechamiento industrial	Agua no potable	Agua potable
Criterios sanitarios (para más sobre la explicación de los símbolos)	A + F	D + F o D + F	D + F	B	D + G	C + D	C	E
Tratamiento primario	●●●	●●●	●●●	●●●	●●●	●●●	●●●	●●●
Tratamiento secundario		●●●	●●●	●●●	●●●	●●●	●●●	●●●
Filtración por arena o filtros equivalentes de deposición		●	●		●●●	●	●●●	●●
Desinfección						●		●●●
Desnitrificación								●●
Clorificación química						●		●●
Aeración con carbón								●●
Intercambio iónico u otras medidas de eliminación de iones						●		●●
Desinfección		●	●●●	●	●●●	●	●●●	●●●●
Criterios sanitarios:	A Ausencia de partículas sólidas gruesas; eliminación apreciable de insectos de parásitos.				E Ningún microorganismo coliforme fecal en 100 ml, ningún parásito vivo en 100 ml, ningún objeto fútil en el ambiente y observación de los demás criterios sanitarios de agua potable.			
B Igual que A, más eliminación apreciable de bacterias.	C Igual que A, con eliminación más eficaz de las bacterias y cierta eliminación de virus.				F Ninguna sustancia química que sobreviva la separación de sólidos móviles en polvo o papel.			
D No más de 100 organismos coliformes por 100 ml en el 80% de las muestras.	E Para satisfacer los criterios sanitarios establecidos son indispensables los procesos marcados con ●●●. Además, es también indispensable la aplicación de uno ó más de los procesos marcados con ●●, y pueden necesitarse a veces los métodos señalados con ●.				G Ninguna sustancia química que cause irritación de las mucosas o de la piel.			
	●●● Libre de olores de una hora.							

TABLA Nº 3.1.1

VALORES MAXIMOS PERMISIBLES DE SUBSTANCIAS TOXICAS
EN LOS CUERPOS RECEPTORES (Ref. 3)

Límite máximo en miligramos por litro

CLASIFICACION (Tabla 4.1)	DA	DI	DII	DIII
Arsénico	0.05	0.05	1.00	5.00
Bario	1.00	1.00	5.00	—
Boro	1.00	1.00	—	2.0
Cadmio	0.01	0.01	0.01	0.005
Cobre	1.00	1.00	0.1	1.0
Cromo hexavalente	0.05	0.05	0.1	5.00
Mercurio	0.005	0.005	0.01	—
Plomo	0.05	0.05	0.10	5.00
Selenio	0.01	0.01	0.05	0.05
Cianuro	0.20	0.20	0.02	—
Fenoles	0.001	0.001	1.00	—
Substancias activas al azul de metileno (detergentes)	0.50	0.50	3.0	—
Extractables con Cloroformo	0.15	0.15	—	—
PIAGUICIDAS				
Aldrin	0.017	0.017		
Clordano	0.003	0.003		
D.D.T.	0.042	0.042		
Dieldrin	0.017	0.017		
Endrin	0.001	0.001		
Heptacloro	0.018	0.018		
Epóxido de hepta- cloro	0.018	0.018		
Lindano	0.056	0.056		
Meloxicloro	0.035	0.035		
Fosfatos orgánicos con carbonatos	0.100	0.100		
Toxafeno	0.005	0.005		
Herbicidas totales	0.100	0.100		
RADIOACTIVIDAD Picocuries por litro				
Beta	1.000		1.000	1.000
Radio 226	3		3	3
Estroncio	10		10	10

CAPITULO 4

DESCRIPCION DE PROCESOS DE TRATAMIENTO

Se entiende por tratamiento de aguas a todo proceso que tiene por objeto retirar del agua sustancias o materiales que restringen, limitan o afectan a los usos benéficos del agua o que provocan efectos adversos al medio ambiente acuático.

4.1.- Clasificación de procesos.

Existen dos grandes formas de clasificación de procesos de tratamiento de aguas residuales:

- El primero se refiere al nivel, grado o eficiencia en la remoción de contaminantes y se divide en:

- .. Pretratamiento.
- .. Tratamiento primario.
- .. Tratamiento secundario.
- .. Tratamiento terciario.
- .. Desinfección.

. La segunda forma de clasificación atiende a las características del proceso empleado pudiendo ser:

- .. Físico
- .. Biológico.
- .. Fisicoquímico.

La descripción de una planta de tratamiento de aguas residuales generalmente se hace utilizando ambas clasificaciones; como ejemplo a continuación se describe una planta de tratamiento que consta de;

Tratamiento preliminar o pretratamiento físico con rejillas y desarenador, seguido de un tratamiento primario de tipo fisicoquímico con floculación y coagulación-sedimentación. Consta además de tratamiento secundario de tipo biológico con tanque de aeración, sedimentación secundaria y recirculación de lodos. Como tratamiento terciario se cuenta con un proceso físico mediante filtros rápidos de arena y la desinfección del efluente se hace con cloro.

Al final del capítulo se presenta de manera esquemática estas formas de clasificación, como se observa en el cuadro, una misma planta puede incluir varios núcleos de tratamiento y cada uno de ellos puede ser de características diferentes.

Para el tratamiento de aguas residuales municipales, lo más común es usar: el pretratamiento y tratamiento primario físicos, el secundario de tipo biológico y la desinfección con cloro.

Los tratamientos fisicoquímicos se usan cuando las aguas residuales, generalmente de origen industrial, contienen concentraciones altas de uno o varios

contaminantes específicos, comúnmente se basan en la adición de productos químicos que provocan la precipitación de dichos contaminantes.

El tratamiento terciario se refiere y es utilizado para un mayor grado de tratamiento o acondicionamiento del agua para un fin o uso específico.

A continuación se hace una breve descripción de los procesos, unidades o dispositivos de tratamiento usados con mayor frecuencia para aguas residuales municipales.

4.2.- Pretratamiento.

Se designa con este nombre al conjunto de unidades que tienen como finalidad la eliminación de materiales que perjudican al sistema de conducción, bombeo o etapas subsiguientes del tratamiento y que pueden ser: materia flotante como bolsas, madera, latas, ramas, etc.; sólidos inorgánicos en suspensión como arenas.

Las unidades o dispositivos empleados son:

. Rejillas o cribas de barras.

Tienen como objetivo la remoción de los materiales gruesos o en suspensión, los cuales pueden ser retirados mecánicamente o manualmente. Están formadas por barras separadas con claros libres entre 1 y 5 cm. comúnmente 2.5 cm. sin ser esto limitante, colocadas en ángulo de 30° a 60° grados con la vertical. Los sólidos separados por estos dispositivos se eliminan enterrándolos o incinerándolos, o en algunos casos se reduce su tamaño con trituradoras o desmenuzadoras y se reintegran a las aguas residuales.

. Desarenadores.

Las aguas residuales contienen por lo general sólidos inorgánicos como arena, cenizas y grava a los que se denomina como arenas. La can

tividad es variable y depende de muchos factores, pero principalmente - de si el alcantarillado es de tipo sanitario o combinado. Las arenas pueden dañar a los equipos mecánicos por abrasión y causar serias dificultades operatorias en los tanques de sedimentación y en la digestión de los lodos, por acumularse alrededor de las salidas causando - obstrucciones. Por esta razón es práctica común eliminar este material por medio de las cámaras desarenadoras. Para poblaciones pequeñas y medias generalmente se diseñan en forma de canales, en los que se controla la velocidad para propiciar la sedimentación de material inorgánico, manteniendo en suspensión los sólidos orgánicos. El control de velocidad se lleva a cabo con dispositivos como el vertedor - proporcional o un canal parshall que a su vez se usan como medidores de flujo.

En el sentido del flujo el pretratamiento típico para aguas residuales - municipales se presenta en el Plano 5.) y éste consta de:

- . Transición entre el conducto de las aguas residuales.
- . Canal de rejillas, con las rejillas o cribas de barras.
- . Transición entre el canal de rejillas.
- . Canal desarenador, incluyendo el depósito de arenas.
- . Dispositivo de control de velocidad y medición de flujo que puede ser o un canal parshall o un vertedor proporcional.
- . Caja de distribución de flujo.

Todo lo anterior se considera como una sola unidad, indispensable en -- cualquier planta de tratamiento municipal y se puede localizar antes de la primera - estación de bombeo o en la entrada a la planta.

4.3.- Tratamiento primario

Con este nombre se designa a los procesos cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos y pueden ser por: sedimentación, filtración, flotación, flo-

culación y precipitación. De éstos el más usado y que mejor se ajusta a las características de las aguas residuales municipales es la sedimentación.

Las unidades o dispositivos de tratamiento que usan el proceso de sedimentación son:

- . Fosas sépticas.
- . Tanques Imhoff.
- . Sedimentadores simples o primarios.

Aún cuando este tipo de tratamientos disminuye la cantidad de materia orgánica en las aguas residuales, ésta se limita a la suspendida y no a la disuelta, condición que determina su nombre a tratamiento primario.

Estas unidades tienen acción directa y se diseñan para disminuir el contenido de sólidos suspendidos y de grasas y aceites en las aguas residuales.

4.3.1.- Fosas sépticas.

Son unidades usadas principalmente para tratamientos individuales, en donde no existe una red de alcantarillado, como pueden ser escuelas rurales, campos o zonas de recreo, hoteles y restaurantes campestres. En general se usa para tratar aguas residuales de tipo doméstico en flujos no mayores al equivalente de 1000 habitantes, es decir, no mayores de 1 a 2 litros por segundo.

Estos dispositivos combinan los procesos de sedimentación y de digestión anaerobia de lodos. Usualmente se diseñan con dos o más cámaras que operan en serie, en el Plano 5.2 se presenta un esquema de estos dispositivos. En el primer compartimiento se efectúa la sedimentación, digestión de lodos y su almacenamiento. Debido a que la descomposición anaerobia (digestión de lodos) produce gases que suspenden a los sólidos sedimentados en la primera cámara, se requiere una segunda cámara en donde se vuelvan a sedimentar y almacenar, evitando que sean arrastrados con el efluente.

Dado que el efluente de estas fosas se encuentra en condiciones sépticas y aún lleva consigo un alto contenido de materia orgánica disuelta y coloidal, se requiere un tratamiento posterior, siendo el más empleado el de filtros intermitentes.

Estos filtros intermitentes de arena son unidades generalmente construidos en mampostería con una cama o medio filtrante de arena con un espesor de 60 a 90 cm, soportada por grava. El agua proveniente de las fosas sépticas es distribuida uniformemente en la parte superior, a su paso por la arena se retienen los sólidos existiendo además un crecimiento microbiano que aumenta la remoción de materia orgánica soluble, el efluente es coleccionado en la parte inferior por medio de tubos sin juntar o perforados. (Ver Plano i.3).

4.3.2.- Tanques Imhoff.

También llamados tanques de doble acción, son dispositivos de tratamiento que propician la separación de sólidos suspendidos, en un canal sedimentador y su digestión en un compartimiento inferior. Están diseñados de manera tal que se evita que los gases producto de la digestión molesten al proceso de sedimentación.

El tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimientos: 1) Cámara de derrame continuo o canal sedimentador; 2) La sección inferior que se conoce como cámara de digestión de lodos, y 3) Un área de ventilación y compartimiento de natas.

Durante la operación todas las aguas residuales fluyen a través del canal sedimentador. Los sólidos sedimentados se depositan en el fondo de este canal, que tiene una pendiente de aproximadamente 1.4 unidades en el sentido vertical por una horizontal, resbalando y pasando por una ranura que hay en el fondo. Una de las paredes inclinadas del fondo se prolonga cuando menos en 15 cms más allá de la ranura, lo cual hace de trampa que impide que los gases o partículas resuspendidas de sólidos, que hay en el fondo, se pongan en contacto con las aguas

residuales e interfieran en el proceso de sedimentación. Los gases y partículas ascendentes son desviados entonces hacia la cámara de natas o área de ventilación.

Los lodos acumulados en la sección inferior se extraen periódicamente, después de un tiempo que se estime suficiente para su digestión y se conducen para su secado a unos dispositivos que consisten en camas o lechos de grava y arena en donde se reduce, por infiltración, su aún alto contenido de agua, después de lo cual se retiran y dispone de ellos con algún fin determinado, que bien pudiera ser para mejoramiento de suelos.

El tanque Imhoff no requiere de equipo mecánico y es relativamente económico y fácil de operar. Provee la sedimentación y digestión de lodos en una sola unidad y se diseñan para producir un efluente primario de calidad satisfactoria, eliminando del 40 al 50% de sólidos suspendidos y reduciendo la DBO en un 25 a 35%.

Las unidades que integran este sistema de tratamiento son: --- Pretratamiento con canal de rejías, rejillas, canal desarenador con vertedor proporcional; tanques Imhoff y lechos de secado. (Ver Plano 5.4).

4.3.3.- Sedimentadores primarios.

A diferencia de los tanques Imhoff, y las fosas sépticas, en estas unidades no se tratan los lodos, por lo que generalmente se utilizan como una primera etapa en un tratamiento secundario.

Se puede recomendar su construcción siempre y cuando se tengan planes para aumentar el tratamiento, en un futuro cercano, a un nivel secundario. Esta recomendación se basa en las dificultades que plantea el manejo de lodos ya sea para su digestión o disposición sin tratamiento.

Quando no se tienen planes de incrementar el tratamiento a nivel secundario, es preferible el uso de tanques Imhoff que incluye la digestión de lodos dentro de la misma unidad.

Estas unidades tienen como función la reducción de sólidos suspendidos y grasas y aceites de las aguas residuales, las eficiencias esperadas son del 55% en sólidos y se obtienen concentraciones en grasas y aceites inferiores a - 30 mg/l.

Son tanques rectangulares o circulares, estos últimos son los más frecuentemente usados en plantas pequeñas, para poblaciones menores de 100,000 habitantes.

En estas unidades o tanques circulares el influente proveniente de pretratamiento es introducido por una tubería que va por abajo del tanque, y penetra por el centro, descargando en la superficie, el agua es forzada, por unas pantallas deflectoras, a circular hacia el fondo del tanque ayudando a que los sólidos se sedimenten en el fondo. Los sólidos depositados son recolectados por rastras giratorias que los conducen a una tolva de donde se extraen para su tratamiento y disposición. El agua asciende nuevamente y es colectada por un vertedor perimetral y depositada en un canal, de donde es conducida a las etapas subsecuentes de tratamiento. Las grasas y aceites que flotan en la superficie son colectadas por un brazo giratorio que las conduce a una pequeña tolva de donde se extraen para su disposición ya sea enterrándolas o incinerándolas. (Ver Plano 5.5).

Por lo general estos dispositivos utilizan equipo electromecánico para mover las rastras que colectan a los sólidos y el brazo desnatador que remueve las grasas y aceites de la superficie. Este equipo puede ser de tracción central o periférica, éstos últimos se usan con mayor frecuencia para unidades pequeñas con diámetros del tanque sedimentador menores a 14.0 metros.

4.4.- Tratamiento secundario.

Este término comúnmente se usa para los sistemas de tratamiento del tipo biológico, en los cuales se aprovecha la acción de microorganismos, presentes en las aguas residuales, mismos que en su proceso metabólico (alimentación) degradan a la materia orgánica, convirtiéndola en material celular, productos inorgánicos o material inerte.

La presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual e introducido a ella, define dos grandes grupos o procesos de actividad biológica; los aerobios y los anaerobios.

Los procesos aerobios se desarrollan con la presencia de oxígeno disuelto en las aguas residuales, los microorganismos presentes utilizan el oxígeno para romper la estructura molecular de compuestos orgánicos superiores o de alto peso molecular, hasta que finalmente llegan a compuestos simples como el CO_2 , el agua, nitratos, sulfatos y fosfatos. Estos procesos generalmente son más rápidos, pero requieren de condiciones favorables que permitan un fuerte desarrollo de microorganismos y desde luego la alimentación continua de oxígeno.

Los procesos anaerobios se producen en ausencia de oxígeno, en cuyo caso los microorganismos utilizan el oxígeno de los mismos compuestos para efectuar el desdoble de compuestos complejos, este primer paso hace que estos procesos sean más lentos y que los productos finales no lleguen a una oxidación completa, quedándose en gases como el metano, CH_4 y el sulfhídrico H_2S , que producen un fuerte y desagradable olor. Estos procesos son usados cuando la cantidad de materia orgánica es muy alta y hace muy caro el suministro de oxígeno y se usan como un desvaste preliminar.

En el tratamiento de aguas residuales municipales por lo general se utilizan los procesos aerobios. Existe un gran número de variantes en estos procesos y dependen del contenido de microorganismos en relación a la materia-

orgánica presente, de si los microorganismos se encuentran fijos o suspendidos, de la forma y cantidad de oxígeno suministrado, etc.

Se conoce como biomasa al conjunto de microorganismos activos que degradan a la materia orgánica. Dependiendo de la forma en que está soportada esta biomasa, existen dos grandes tipos de procesos aerobios:

. Con biomasa fija:

Filtros rociadores.
Biodiscos

. Con biomasa suspendida:

Lagunas de estabilización.
Lagunas con aeración mecánica superficial.
Lodos activados convencional.
Aeración extendida.
Zanjas de oxidación.

En los procesos con biomasa fija, ésta se hace proliferar en un medio de soporte y se pone en forma intermitente en contacto con el agua y con el aire. Los microorganismos toman del aire el oxígeno que requieren para actuar sobre la materia orgánica del agua. En el caso de filtros rociadores el medio de soporte está fijo y el agua se hace pasar en forma intermitente a través del medio. En las unidades de biodisco, el medio de soporte gira con un cierto grado de sumergencia en el agua.

Para los fines del presente trabajo se seleccionaron como alternativas de tratamiento a los procesos aerobios con biomasa suspendida por lo que a continuación se hace una descripción más amplia de ellos.

4.4.1.- Lagunas de estabilización.

Se conoce con el término de lagunas de estabilización a cualquier laguna o estanque o grupo de ellos, previstos y proyectados para llevar a cabo un tratamiento biológico. Existen diversos tipos de lagunas, dependiendo de sus características éstas pueden ser:

Lagunas anaerobias: generalmente se usan como un primer desvaste o pretratamiento, se puede considerar como un digestor ya que se le aplican cargas orgánicas por unidad de volumen, en forma tal que prevalecen las condiciones anaerobias, es decir, ausencia de oxígeno. La eficiencia esperada en este tipo de lagunas varía con el tiempo de retención hidráulico; con tiempos de 1 a 10 días se obtienen eficiencias en remoción de DBO de 20 a 60% respectivamente. La temperatura es uno de los factores que mayor influencia tienen en estas unidades, se puede decir que su eficiencia decrece notablemente con valores inferiores a 15°C. Una desventaja de estas lagunas es la producción de olores que impide su localización en lugares cercanos (500 m) de zonas habitadas. Generalmente son estanques profundos de 3 a 4 m. de tirante de agua.

Lagunas aerobias: como su nombre lo indica son lagunas que se diseñan para mantener condiciones aerobias, son de poca profundidad no más de 80 cm, lo que propicia la proliferación de algas que suministran una buena parte del oxígeno necesario. Se logran eficiencias en remoción de DBO de 65 a 75%. Su desventaja es la gran cantidad de terreno que requieren.

Lagunas facultativas: se puede decir que es una combinación de las dos anteriores, se diseñan con una profundidad normalmente de 1,8 m. y una carga orgánica por unidad de volumen que permite el crecimiento de organismos aerobios, anaerobios y facultativos (estos últimos pueden vivir y reproducirse tanto en presencia como en ausencia de oxígeno). Este es el tipo de lagunas más usado, por su flexibilidad, requieren menos terreno que las aerobias y no producen los olores molestos de las anaerobias. Como en todos los procesos el factor principal que afecta su eficiencia es la temperatura. Las eficiencias esperadas en estas lagunas van desde 60% hasta 85% en remoción de DBO.

Lagunas de maduración: estos dispositivos de tratamiento se usan para un mayor acondicionamiento del agua, generalmente preceden a un sistema de tratamiento secundario y se usan para eliminar o disminuir el contenido de gérmenes patógenos en el agua tratada.

Lagunas aeradas: en estas el oxígeno es suministrado por equipos mecánicos de aeración y también por actividad fotosintética de algas y por la interfase aire-agua. Este tipo de lagunas es usado para aumentar la capacidad de lagunas facultativas sobrecargadas o cuando la disponibilidad de terreno es reducida, generalmente se diseñan con profundidades de 2 a 6 m. y tiempos de retención de 3 a 10 días. Dependiendo de la potencia instalada de equipos de aeración con relación al volumen de la laguna, éstas pueden operar en un régimen de completo mezclado o parcialmente-mezcladas, en las primeras la actividad es netamente aerobia y en las segundas en las zonas en donde no hay influencia de los aeradores se sedimentan lodos y se producen condiciones anaerobias.

A continuación se presenta una tabla comparativa de los diferentes tipos de lagunas. (REF. 11)

TIPO DE LAGUNA	USO COMUN PARA:	CARGA ORGANICA	TIEMPO DE RET. (días)	PROFUNDIDAD (m)
FACULTATIVA	Aguas crudas: municipales (fluentes de tratamientos primarios o en combinación con lagunas anaerobias o aerobias)	27 - 67 $\text{KgDBO}_5/\text{ha}/\text{día}$	10 - 60	1.2 - 2.5
AERADAS	Aguas industriales o cuando hay poca disponibilidad de terreno	8 - 320 $\text{KgDBO}_5/1000 \text{ m}^3/\text{día}$	3 - 15	2 - 6
AERUBIAS	Generalmente para tratar efluentes de otros procesos	85 - 170 $\text{KgDBO}_5/\text{ha}/\text{día}$	10 - 40	0.3 - 0.8
ANAEROBIAS	Aguas industriales	160 - 800 $\text{KgDBO}_5/1000 \text{ m}^3/\text{día}$	20 - 50	2.5 - 5.0
MADURACION	Para reuso del agua tratada en otros procesos	- - -	3 - 7	1.5 - 2.0

Para los fines del presente trabajo se han seleccionado como opciones a las lagunas facultativas, a las lagunas aeradas en régimen de completo mezclado y a las lagunas de maduración. Estas últimas como complemento para disminuir el contenido de microorganismos en el efluente tratado.

4.4.2.- Aeración extendida.

El proceso de aeración extendida es una modificación del proceso de lodos activados, en el cual se mantiene una edad de lodos en un valor relativamente alto, dándoles el tiempo suficiente para que una parte de estos lodos logre su estabilización.

El proceso de lodos activados es tal vez el sistema biológico de tratamiento más usado para aguas residuales tanto municipales como industriales. Los componentes básicos de una planta de lodos activados son: 1).- Un sedimentador primario; 2).- Un tanque de aeración, con equipo que suministra oxígeno del aire; 3).- Un sedimentador secundario para separar los lodos efluentes del tanque de aeración, éste con el equipo (cárcamo de bombeo y líneas de recirculación) necesario para retornar al tanque de aeración los lodos requeridos para mantener una concentración determinada de sólidos en dicho tanque.

Las aguas residuales influentes, después de una sedimentación primaria, se mezclan con los lodos en recirculación y se introducen al tanque de aeración, en donde permanecen por espacio de 3 a 6 horas. A la mezcla de aguas residuales y lodos en recirculación, dentro del tanque de aeración, se le conoce como licor mezclado.

Dentro de estos procesos el sustrato (alimento para los microorganismos) normalmente se determina por el contenido de materia orgánica degradable, expresado como demanda bioquímica de oxígeno o simplemente DBO. La cantidad de microorganismos o biomasa activa se mide y expresa en forma indirecta por el contenido de sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado o simplemente SSVLM.

Las condiciones que definen un proceso de lodos activados son:

- a).- La relación Alimento/microorganismos, es decir, el contenido de -- DBO en el influente contra la cantidad de SSVLM.
- b).- La relación de recirculación, expresada como porciento de lodos re-- tornados con respecto al influente de aguas residuales.
- c).- El tiempo de retención hidráulico del agua influente y de la mez-- cla con la recirculación, expresado como volumen del tanque de --- aeración entre el gasto.
- d).- Edad de lodos, como el tiempo promedio de residencia de los sólidos suspendidos; igual al peso total de sólidos suspendidos en el sistema, dividido por el peso total de sólidos descargados del sistema por unidad de tiempo (días).

En un proceso de aeración extendida la relación de Alimento/microorganismos F/M (Food/Microorganismos) se trata de mantener con valores inferiores a -- 0.05. En el proceso convencional de lodos activados este valor fluctúa entre 0.15 y 0.4.

La edad de lodos o tiempo de retención de lodos varía de 4 a 8 días en lodos activados a más de 30 días en aeración extendida. El tiempo de retención hidráulico es de 3 a 6 horas en el convencional y de 16-24 hr. en aeración extendida.

Estas diferencias significan que el proceso en aeración extendida requiere de unidades más grandes y de mayor capacidad de equipos para aeración, sin embargo, tiene la gran ventaja de estabilizar los lodos permitiendo que el exceso de estos pueda ser manejado sin problemas de olor o de contaminación ya que estos se encuentran con un mayor grado de mineralización.

El tanque de aeración para estos sistemas generalmente es de concreto, con una profundidad de 3.5 a 5 m, equipado con aeradores mecánicos superficiales ya sean estos flotantes o soportados por una plataforma.

Las eficiencias que se obtienen en remoción de DBO son superiores al 90% y se puede considerar como un tratamiento secundario completo que incluye la digestión o estabilización de lodos.

4.4.3.- Zanjas de oxidación.

Es un proceso de lodos activados en su variante de aeración extendida, igual al descrito en el inciso anterior. La diferencia estriba en su configuración, misma que fue diseñada para facilitar su procedimiento constructivo y disminuir costos de inversión y de operación y mantenimiento.

Generalmente se plantea como una opción altamente competitiva para poblaciones menores a 30,000 habitantes o de este orden.

Consisten en zanjas ovaladas y cerradas, con sección transversal trapezoidal, tirante de agua entre 1.0 y 1.8 m. Estas zanjas se implementan con equipo mecánico, rotores o cepillos que imprimen movimiento al agua para mantener los sólidos en suspensión, mezclar y alimentar el oxígeno necesario para mantener condiciones aerobias.

Es común su forma oval, sin embargo no es restricción y dependerá básicamente de la configuración del terreno disponible y las necesidades de su aprovechamiento.

Como proceso en aeración extendida tiene un tiempo de retención hidráulico entre 16 y 24 horas y una retención de lodos superior a los 30 días. La concentración de sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado (en la zanja), se mantiene en valores altos de 3,500 a 26,000 mg/l, mediante la recirculación de lodos separados en un sedimentador secundario.

Las eficiencias obtenidas en la remoción de DBO son superiores al 90% y los sólidos en exceso pueden ser descargados y manejados sin problemas de olores o de contaminación.

TABLA Nº 4.1.- CLASIFICACION DE PROCESOS DE TRATAMIENTO

PRETRATAMIENTO (Acondicionamiento del agua para un proceso de tratamiento).	TRATAMIENTO PRIMARIO (Remoción de sólidos)	TRATAMIENTO SECUNDARIO (Remoción de materia orgánica)	TRATAMIENTO Terciario (Acondicionamiento del agua con un fin específico).	DESINFECCION (Eliminación de gérmenes patógenos)
Rejillas Tamices Desarenador Trampas de grasas Preaeración Igualación Neutralización	Sedimentación Floculación-Clarif. Tanques Imhoff Fosas sépticas Flotación	Procesos aerobios: Biomasa suspendida Lodos activados convencional, Estabilización por contacto, Aeración extendida Zorjas de oxidación Lagunas aeradas Lagunas facultativas Biomasa fija Filtros rociadores Biodiscos Torres empacadas Procesos anaerobios Lagunas anaerobias Torres empacadas Digestores Procesos físico-químicos.	Nitrificación Desnitrificación Recarbonatación Eliminación de fósforo Eliminación de detergentes, Ósmosis Inversa Intercambio iónico Adsorción Precipitación química Filtración	Cloración Ozonización Rayos ultravioleta Lagunas de maduración Filtración

CAPITULO 5

PARAMETROS Y PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

Dentro de este capítulo se definen y recomiendan valores de los parámetros que se usan para el dimensionamiento de las unidades de tratamiento, se describe el procedimiento de cálculo y se presentan tablas de cálculo y dimensionamiento de módulos base para poblaciones en el rango de 2,500 a 40,000 habitantes.

En algunos casos se presentan los parámetros para cada unidad de tratamiento y el procedimiento para el conjunto de unidades que forman un proceso cuando hay influencia entre unidades y el cálculo de ellas está condicionado entre sí.

5.1.- Pretratamiento.

Se presenta como un proceso que consta de transición de entrada, canal de rejillas incluyendo las rejillas, transición, canal desarenador y vertedor proporcional como sistema de control y medición.

5.1.1.- Canal de rejillas y rejillas o criba de barras.

Los parámetros que definen a esta unidad son: (Ref. 5)

- . Velocidad a través de las barras = 0.6 m/seg para el gasto de diseño.
- . Abertura entre barras: de 1.0 a 5.0 cm, valor recomendado = 2.0 cm.
- . Inclinación de las barras: de 30 a 60° grados con la vertical; valor recomendado 45°
- . Espesor de las barras: de 1/4 a 1/2 in; valor recomendado 1/4 in 0.635 cm.
- . Profundidad o tirante de agua: condicionado por las unidades subsiguientes, desarenador y vertedor proporcional.

Con estos parámetros se calcula:

$$\text{.. Área Útil} \quad A_u = \frac{\text{Gasto medio (m}^3/\text{seg)}}{\text{Velocidad (m/seg)}}$$

$$\text{.. Ancho libre} \quad W_l = \frac{\text{Área Útil (m}^2\text{)}}{\text{Tirante (m)}}$$

$$\text{.. Número de barras} \quad N^{\circ}b = \frac{\text{Ancho libre}}{\text{Separación entre barras}} - 1$$

$$\text{.. Ancho total} \quad W_t = \text{Ancho libre} + N^{\circ}b \text{ por espesor}$$

Por procedimientos constructivos, el ancho total se aproximará en múltiplos de 5 cm, para lo cual será necesario verificar la velocidad obtenida, la que deberá quedar en un rango de 0.55 a 0.65 m/seg, en caso contrario se deben corregir los cálculos.

Las pérdidas de carga que nos definen el perfil hidráulico de la unidad se calculan con la ecuación

$$hf = \frac{V^2 - v^2}{2g} \times \frac{1}{0.7}$$

en donde:

hf = pérdida de carga en m.

V = velocidad a través de las barras aprox. 0.6 m/seg.

v = velocidad aguas arriba de la rejilla =

$$\frac{\text{Gasto total}}{\text{tirante} \times \text{áncho total}}$$

g = aceleración de la gravedad = 9.8 m/seg.²

Cuando la rejilla se encuentra sucia por la acumulación de basura, el valor de V = 0.6 m/seg, puede incrementarse al doble, con lo que las pérdidas de carga serán mayores.

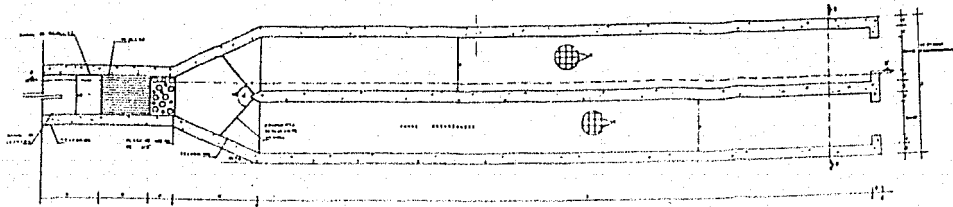
Los cálculos y dimensionamiento de esta unidad para los módulos base se encuentran en el cuadro 5.1.1 y su representación esquemática en el plano -- 5.1.

En la parte superior del canal, en donde se apoyan las rejillas, se construye una plataforma para la colocación momentánea del material retirado de la rejilla, con una inclinación del 4%, drenando hacia el propio canal.

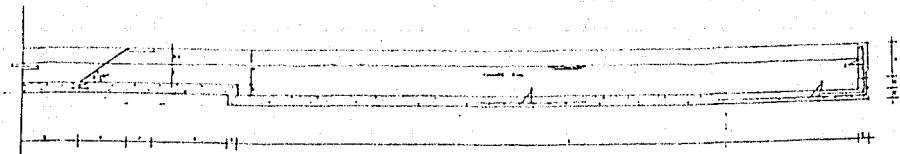
5.1.2.- Canal desarenador

Los parámetros que definen a esta unidad son: (Ref. 5,6,7)

- Velocidad del agua en el desarenador: de 0.28 a 0.32 m/seg; recomendable 0.30 m/seg.
- Control de velocidad: vertedor proporcional



PLANTA



CORTE A-A'

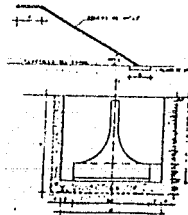
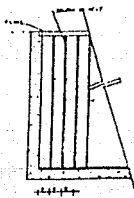
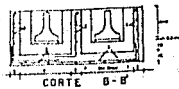


Tabla constructiva (continuación de pág. 1)

CANTONERA DE ENTRADA	CANTONERA DE SALIDA	CANTONERA DE VENTILACION	CANTONERA DE MANTENIMIENTO
1	1	1	1
2	2	2	2
3	3	3	3
4	4	4	4
5	5	5	5
6	6	6	6
7	7	7	7
8	8	8	8
9	9	9	9
10	10	10	10
11	11	11	11
12	12	12	12
13	13	13	13
14	14	14	14
15	15	15	15
16	16	16	16
17	17	17	17
18	18	18	18
19	19	19	19
20	20	20	20
21	21	21	21
22	22	22	22
23	23	23	23
24	24	24	24
25	25	25	25
26	26	26	26
27	27	27	27
28	28	28	28
29	29	29	29
30	30	30	30
31	31	31	31
32	32	32	32
33	33	33	33
34	34	34	34
35	35	35	35
36	36	36	36
37	37	37	37
38	38	38	38
39	39	39	39
40	40	40	40
41	41	41	41
42	42	42	42
43	43	43	43
44	44	44	44
45	45	45	45
46	46	46	46
47	47	47	47
48	48	48	48
49	49	49	49
50	50	50	50
51	51	51	51
52	52	52	52
53	53	53	53
54	54	54	54
55	55	55	55
56	56	56	56
57	57	57	57
58	58	58	58
59	59	59	59
60	60	60	60
61	61	61	61
62	62	62	62
63	63	63	63
64	64	64	64
65	65	65	65
66	66	66	66
67	67	67	67
68	68	68	68
69	69	69	69
70	70	70	70
71	71	71	71
72	72	72	72
73	73	73	73
74	74	74	74
75	75	75	75
76	76	76	76
77	77	77	77
78	78	78	78
79	79	79	79
80	80	80	80
81	81	81	81
82	82	82	82
83	83	83	83
84	84	84	84
85	85	85	85
86	86	86	86
87	87	87	87
88	88	88	88
89	89	89	89
90	90	90	90
91	91	91	91
92	92	92	92
93	93	93	93
94	94	94	94
95	95	95	95
96	96	96	96
97	97	97	97
98	98	98	98
99	99	99	99
100	100	100	100



PLANO 5.1

PRETRATAMIENTO

- . Sección; rectangular
- . Por procedimientos constructivos y de operación el ancho del canal deberá ser mayor de 0.3 m y menor de 1.2 m.
- . Tamaño de partículas a remover; igual o mayor a 0.2 mm
- . Gravedad específica de las partículas; 2.65
- . Velocidad de sedimentación de estas partículas: 2.18 cm/seg.
- . Dependiendo de la carga hidráulica disponible se fijará el tirante aceptable para el gasto máximo, para los fines de este manual se consideran terrenos planos con poca disponibilidad de carga por lo que se limita el tirante a valores inferiores a 0.55 m para gasto máximo.
- . Se recomienda por operaciones de limpieza, la construcción de dos unidades cada una de ellas para manejar el gasto máximo.

Con estos parámetros se calcula:

- .. El ancho del canal y el procedimiento de cálculo se hace por tanteos; para una velocidad de $v = 0.3$ m/seg, se supone un ancho entre 0.3 y 1.5 m, en múltiplos de 5 cm, (por procedimientos constructivos) y se calcula el tirante con la fórmula:

$$\text{tirante} = \frac{\text{Gasto m}^3/\text{seg}}{\text{velocidad m/seg} \times \text{ancho m.}}$$

Esto se hace para las diferentes condiciones de flujo; gastos medio, máximo y mínimo. El tirante para gasto máximo deberá ser aproximadamente igual al supuesto dependiendo de la carga hidráulica o desnivel disponible.

- .. El largo del canal se obtiene por la fórmula:

$$\text{largo} = \frac{\text{velocidad del agua}}{\text{velocidad de sedimentación}} \times \text{tirante máx.}$$

$$\text{Largo} = \frac{0.3}{0.0218} \times \text{tirante} = 13.76 \times \text{tirante}$$

En la práctica se acostumbra aumentar el largo en un 50% más, variando éste entre 15 y 35 veces el tirante, se recomienda un valor de 25 veces el tirante.

Cada uno de los canales desarenadores deberá contar con una compuerta de tipo deslizante con el fin de poder sacarlo de operación y efectuar su limpieza.

En el fondo del desarenador se deja un espacio o cámara para acumulación de arenas con una profundidad de 0.1 a 0.3 m, suficiente para almacenar como mínimo las arenas retenidas en una semana. Se estima un contenido de arenas de 0.05 m³, por cada 1000 m³ de aguas residuales.

5.1.3.- Vertedor proporcional

Este es un vertedor de sección variable, la curva está calculada para mantener una velocidad constante de 0.3 m/seg, con el incremento del tirante cuando aumenta el flujo. (Ref. 8)

Las ecuaciones básicas de diseño para estos vertedores son:

. Para formar las dos curvas (iguales) ver figura

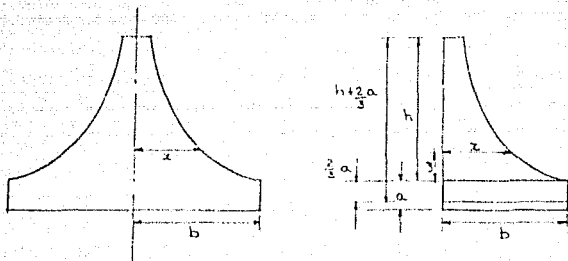
$$x = b \left(1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \sqrt{y/a} \right) \text{ ----(1)}$$

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

$$Q_1 = \frac{4}{3} b\sqrt{2g} \left[(h+a)^{\frac{3}{2}} - h^{\frac{3}{2}} \right] \text{ ----(3)}$$

en donde:

- a y b = constantes para cada vertedor
- y = altura del líquido
- x = ancho del vertedor en la superficie del líquido
- Q = gasto total a través del vertedor
- Q_1 = gasto a través de la presión rectangular del vertedor



Para el cálculo del vertedor se fija primero el valor de "a" (no menor de 2.5 cm), como guía se pueden tomar valores similares a los presentados en el cuadro 5.1.5 para cada gasto específico.

La constante "b" se calcula dando el valor máximo esperado para el tirante del desarenador ($h + a$) y sustituyendo valores en la ecuación

$$b = \frac{Q_{\text{máx}}}{2 \sqrt{2ag} (h + 2/3a)}$$

con la ecuación

$$h = \frac{Q}{2 b \times \sqrt{2ag}} - \frac{2}{3} a$$

Se verifican los valores de "h" para $Q_{\text{máx}}$ y $Q_{\text{mín}}$.

Para verificar la velocidad que se obtendrá en el desarenador -- se usa la fórmula:

$$V_{\text{desarenador}} = \frac{Q_{\text{max}}}{(h_{\text{max}} + a) \times \text{ancho}}$$

Esta velocidad deberá estar en el rango de 0.29 a 0.31 m/seg. -- de lo contrario se hará un nuevo tanteo con los valores de "a" y "b".

Una vez obtenidos los valores definitivos de "a" y "b" se procede a calcular la curva o mejor dicho las dos curvas que forman el vertedor, para esto se usa la ecuación (1); sustituyendo "a" y "b" dando valores a "y" en intervalos de 1 cm, se obtiene "x" con este par de valores (x,y) se dibuja el vertedor a escala 1:1; una copia de este plano se usará como plantilla para hacer el vertedor.

En el plano 5.1 se presentan en forma esquemática las dimensiones de estas unidades.

CUADRO N° 5.1.1.- CALCULO Y DIMENSIONES DEL CANAL DE REJILLAS; PARA MODULOS BASE

POBLACION Hab.	Q med (m ³ /seg)	AREA UTIL Au (m ²)	ANCHO LIMBE Wl (m)	N° BARRAS Nº B	ANCHO TOTAL Wt (m)	ANCHO POR PRO- CED. CONST. - Vf(m)	VERIFICACION VELOCIDAD CON Vf	PERDIDAS DE CARGA hf
2 500	0.005	0.0083	0.152	7	0.196	0.20	0.584	0.010
5 000	0.010	0.0167	0.150	7	0.194	0.20	0.579	0.010
7 500	0.015	0.0250	0.150	7	0.194	0.20	0.577	0.010
10 000	0.020	0.0333	0.200	9	0.257	0.25	0.621	0.011
15 000	0.030	0.0500	0.299	14	0.388	0.40	0.577	0.010
20 000	0.040	0.0667	0.399	19	0.520	0.50	0.631	0.012
30 000	0.060	0.1000	0.500	24	0.652	0.65	0.603	0.013
40 000	0.080	0.1333	0.601	29	0.785	0.80	0.585	0.010

CUADRO No. 5.1.2.- CALCULO Y DIMENSIONES DEL CANAL DESARENADOR PARA MODULOS BASE

POBLACION (Hab)	Q med (m ³ /seg)	Q max (m ³ /seg)	Q min (m ³ /seg)	ANCHO (m)	TIRANTE (m) = Q/(0.3){Ancho}			LARGO (m) L=25 x Tir.	CANTIDAD DE ARENAS (m ³ /día)	ALTURA CANARA ARENAS
					Q med	Q max	Q min			
2 500	0.005	0.0175	0.0014	0.3	0.055	0.194	0.016	4.75	0.072	0.10
5 000	0.010	0.0374	0.0031	0.3	0.111	0.360	0.034	9.00	0.43	0.10
7 500	0.015	0.0461	0.0049	0.3	0.167	0.512	0.054	12.80	0.065	0.10
10 000	0.020	0.0591	0.0068	0.4	0.167	0.493	0.057	12.32	0.086	0.15
15 000	0.030	0.0833	0.0107	0.6	0.167	0.463	0.059	11.57	0.130	0.15
20 000	0.040	0.1061	0.0151	0.8	0.167	0.442	0.063	11.05	0.173	0.15
30 000	0.060	0.1486	0.0242	1.0	0.200	0.495	0.081	12.37	0.259	0.20
40 000	0.080	0.1885	0.0339	1.2	0.222	0.524	0.094	13.10	0.346	0.20

CUADRO No. 5.1.3.- DIMENSIONES DEFINITIVAS DEL CANAL DESARENADOR

POBLACION (Hab)	Q med (l/seg)	ANCHO (m)	LARGO (m)	PROFUNDIDAD (m)	TIRANTE MAX (m)	ALTURA CANARA DE ARENAS (m)	ORDO LIBRE (m)
2 500	5	0.3	5.0	0.60	0.194	0.10	0.10
5 000	10	0.3	10.0	0.75	0.360	0.10	0.29
7 500	15	0.3	12.5	0.90	0.512	0.10	0.27
10 000	20	0.4	17.5	0.95	0.493	0.15	0.31
15 000	30	0.6	17.5	0.95	0.463	0.15	0.34
20 000	40	0.8	12.5	0.95	0.442	0.15	0.38
30 000	60	1.0	12.5	1.00	0.495	0.20	0.30
40 000	80	1.2	12.5	1.00	0.524	0.20	0.28

CUADRO No. 5.1.4.- CALCULO Y DIMENSIONES DEL VERTEDOR PROPORCIONAL, PARA MODULOS BASE

POBLACION Hab	a	b	b2	h(Qmin) a	h(Qmax) a	VERIFICACION Y desarenador = $\frac{Q_{max}}{(h+a) \times \text{ancho}}$			
						h max + a a	ancho a	$\frac{Q_{max}}{a^3/\text{seg}}$	Velocidad a/seg
						2 500	0.025	0.065	0.13
5 000	0.025	0.065	0.13	0.017	0.3394	0.3644	0.3	0.0324	0.296
7 500	0.025	0.065	0.13	0.037	0.4899	0.5149	0.3	0.0461	0.298
10 000	0.030	0.080	0.16	0.035	0.4617	0.4917	0.4	0.0591	0.300
15 000	0.035	0.110	0.22	0.035	0.4338	0.4688	0.6	0.0833	0.296
20 000	0.040	0.140	0.28	0.034	0.4013	0.4413	0.8	0.1061	0.300
30 000	0.067	0.145	0.29	0.037	0.4375	0.4925	1.0	0.1486	0.302
40 000	0.080	0.150	0.30	0.037	0.4484	0.5284	1.2	0.1885	0.297

CUADRO No. 5.1.5.- DIMENSIONES DEFINITIVAS DEL VERTEDOR PROPORCIONAL

POBLACION Hab.	ESPECIFICACIONES DE LA LAMINA							Q(l/seg); TIRANIES EN EL DESARENADOR (w)				
	Espesor		Ancho	Altura	a	2b	h	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
	in	mm	a	a	ca	ca	ca					
2 500	1/4	6.35	0.33	0.55	2.5	13	50	6.3	17.4	26.5	35.6	—
5 000	1/4	6.35	0.33	0.70	2.5	13	60	6.3	17.4	26.5	35.6	44.7
7 500	1/4	6.35	0.33	0.85	2.5	13	70	6.3	17.4	26.5	35.6	44.7
10 000	1/4	6.35	0.36	0.85	3.0	16	70	11.0	23.3	35.6	47.8	60.1
15 000	5/16	7.93	0.42	0.85	3.5	22	70	16.1	34.3	52.5	70.8	89.0
20 000	5/16	7.93	0.48	0.85	4.0	28	70	21.5	46.3	71.1	95.9	120.6
30 000	5/16	7.93	0.49	0.85	6.0	29	70	25.2	56.6	88.1	119.5	151.0
40 000	5/16	7.93	0.50	0.85	8.0	30	70	27.5	65.1	102.7	140.2	177.8

5.2.- Fosas sépticas.

Como ya se mencionó en el inciso 4.3.1, son unidades que se recomiendan -- para tratamientos individuales; se presentan como apoyo a las localidades, cuando éstas tienen dificultades de cobertura en el alcantarillado, quedando zonas o establecimientos aislados. El tamaño máximo recomendado es para el equivalente al agua residual de 1000 habitantes, es decir, entre 1 y 2 litros por segundo. (REF. 1)

A diferencia de las demás unidades, dentro de este trabajo se toman como módulos base para fosas sépticas, las capacidades de 50, 100, 250, 500 y - - 1000 habitantes.

5.2.1.- Cámaras sépticas.

Estas se diseñan para remover la mayor cantidad posible de sólidos sedimentables. Para lograr esto se requiere: (Ref. 1,9)

- . Proveer el volumen suficiente para retener el agua residual durante 24 horas, este volumen es independiente al espacio para el almacenamiento de lodos y de natas.
- . Diseñar la entrada y salida en forma tal que se evite la descarga de lodos o natas en el efluente.
- . Proveer espacio suficiente para almacenar lodos y natas, evitando su descarga con el efluente.
- . Proporcionar una ventilación adecuada para evitar la acumulación de gases como el metano o el sulfhídrico.
- . Se recomienda el uso de dos compartimientos, volumen de la cámara 1 aproximadamente 3 veces el volumen de la cámara 2.
- . El volumen requerido se puede estimar con la ecuación:
$$V = 4.26 \sqrt[3]{0.75 Q}$$
- . La relación largo:ancho se fija por procedimientos constructivos, se recomienda una relación 2:1 o mayor en el sentido longitudinal.

en donde:

V: Volumen neto del tanque (m^3)

Q: Gasto diario de aguas residuales ($m^3/día$)

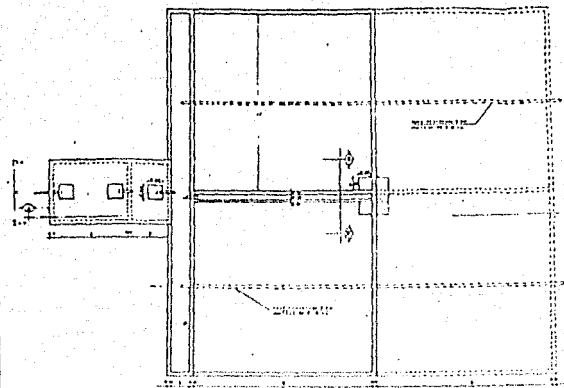
- De este volumen se considera de un 5 a 10% para acumulación de natas y de un 20 a 30% para almacenamiento de lodos.
- El tirante libre para sedimentación deberá ser de 0.75 a 1.5 m., se recomienda 1.2 m.
- Se deja un espacio libre de 0.20 m por arriba del nivel del líquido.

En el cuadro 5.2.1 se presentan los cálculos y el dimensionamiento de fosas sépticas para los módulos base, estas dimensiones se refieren en el plano 5.2, en donde además se especifican las tuberías, piezas especiales y detalles constructivos.

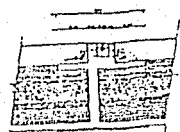
5.2.2.- Filtros intermitentes de arena.

Los criterios establecidos para el diseño de estas unidades cuando preceden a una fosa séptica son: (Ref. 9)

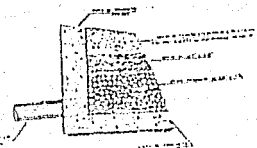
- Carga hidráulica superficial: de 0.08 a 0.2 $m^3/m^2/día$.
- Medio filtrante: Arena lavada, con un contenido no mayor de 1% de materia orgánica en peso.
Tamaño efectivo de 0.35 a 1.00 mm.
Coeficiente de uniformidad 3.5 recomendable.
Profundidad: de 60 a 90 cm.
- Bajo dren: Tubos perforados o sin juntar.
Pendiente: de 0.5 a 1.0 por ciento.
Soporte: grava o piedra de río graduada de 1 a 1½"
Tubería de ventilación.



PLANTA



CORTE B-D



DETALLE N.º 1

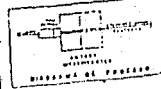
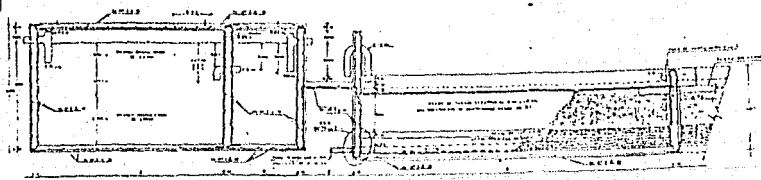


DIAGRAMA DE PROCESO

RESUMEN DE DATOS REPTAS (RESUMEN DE DATOS)	
ITEM	DESCRIPCION
1	TRINCHERA DE COLECCION DE AGUA RESIDUAL
2	TRINCHERA DE COLECCION DE AGUA RESIDUAL
3	TRINCHERA DE COLECCION DE AGUA RESIDUAL
4	TRINCHERA DE COLECCION DE AGUA RESIDUAL
5	TRINCHERA DE COLECCION DE AGUA RESIDUAL
6	TRINCHERA DE COLECCION DE AGUA RESIDUAL
7	TRINCHERA DE COLECCION DE AGUA RESIDUAL
8	TRINCHERA DE COLECCION DE AGUA RESIDUAL
9	TRINCHERA DE COLECCION DE AGUA RESIDUAL
10	TRINCHERA DE COLECCION DE AGUA RESIDUAL



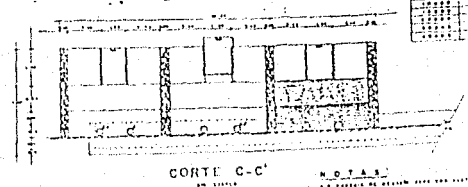
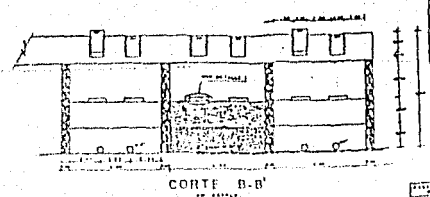
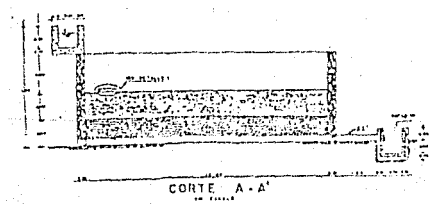
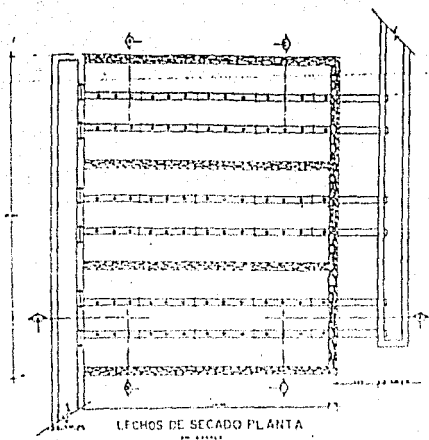
CORTE A-A

PLANO 5.2
SBA SEPTICA

- **Distribución:** En la superficie con tubería al centro o en las esquinas, colocando una placa rompedora del chorro.
- **Alimentación:** Intermitente de 2 a 6 veces por día.
- **Número de unidades:** Como mínimo 2.

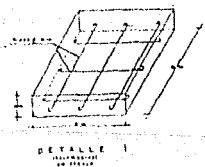
Se estima que el tiempo útil o vida media de la capa superior -- del medio filtrante será de 60 a 120 días, después de lo cual será necesario extraerla y lavarla o posiblemente cambiarla. Es por esto que es necesario más de un filtro, dependiendo del número propuesto de filtros, la carga hidráulica superficial -- se selecciona de manera que cuando salga uno de ellos a mantenimiento, dicha carga repartida en las unidades en operación, sea aproximadamente igual a la máxima recomendada de 0.2 m3/m2/día.

El cálculo y dimensionamiento de estas unidades para los módulos base se presenta en el cuadro 5.2 y se representa esquemáticamente en el plano 5.3.



ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

- NOTAS**
- LA CANTIDAD DE MATERIALES QUE SE INDICAN EN ESTE PLAN DEBE SER LA QUE SE REQUIERA PARA LA CONSTRUCCION DE UNO DE LOS LECHOS DE SECADO.
 - LAS CANTIDADES DE MATERIALES QUE SE INDICAN EN ESTE PLAN DEBEN SER LAS QUE SE REQUIERAN PARA LA CONSTRUCCION DE UNO DE LOS LECHOS DE SECADO.
 - PARA LAS CANTIDADES DE MATERIALES QUE SE INDICAN EN ESTE PLAN DEBEN SER LAS QUE SE REQUIERAN PARA LA CONSTRUCCION DE UNO DE LOS LECHOS DE SECADO.



PLANO 5.3

LECHOS DE SECADO

CUADRO No. 5.2.1.- CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE FOSAS SEPTICAS; MODULOS BASE

POBLACION Hab.	GASTO $\frac{m^3}{día}$	VOL. TOTAL m^3	VOL. 1a. CAM.	VOL. 2a. CAM.	DIMENSIONES 1a. CAMARA				DIMENSIONES 2a. CAMARA			
					Largo	Ancho	Tirante	Altura*	Largo	Ancho	Tirante	Altura*
50	10	12	9	3	3.0	2.3	1.3	1.8	1.0	2.3	1.3	1.8
100	20	20	15	4	4.8	2.4	1.3	1.8	1.6	2.4	1.3	1.8
250	50	42	30	12	7.2	3.2	1.3	1.8	2.9	3.2	1.3	1.8
500	100	80	60	20	10.0	4.5	1.3	1.8	3.5	4.5	1.3	1.8
1000	200	155	115	40	13.5	6.5	1.3	1.8	4.8	6.5	1.3	1.8

* 0.30 m. para acumulación de lodos y natas.

CUADRO No. 5.2.2.- CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE FILTROS INTERMEDIOS; MODULOS BASE

POBLACION Hab.	GASTO $\frac{m^3}{día}$	CARGA HIDRAULICA $\frac{m^3}{m^2/día}$	PROFUNDIDAD DEL MEDIO (m)	ALTURA TOTAL (m)	SUPERFICIE (m^2)	NÚMERO DE UNIDADES	LARGO (m) POR UNIDAD	ANCHO (m) POR UNIDAD
50	10	0.10	0.60	1.30	100	2	7	7
100	20	0.10	0.60	1.30	200	2	10	10
250	50	0.14	0.70	1.40	350	3	11	11
500	100	0.16	0.80	1.50	625	4	12.5	12.5
1000	200	0.16	0.80	1.50	1250	4	17.5	17.5

5.3.- Tanques Imhoff.

5.3.1.- Cámaras de sedimentación y digestión.

Los parámetros que definen a estas unidades y que se usan para su dimensionamiento son: (Ref. 1,6)

- Carga hidráulica superficial: 20 a 25 $m^3/m^2/día$.
- Tiempo de retención: 1.5 a 2.5 hr. recomendable 2 hr.
- Capacidad de la cámara de digestión: 40 - 50 litros por hab. recomendable 45.
- Área para ventilación: 20% del área total de la cámara de digestión; canales con ancho no menor a 0.60 m.
- Carga sobre el vertedor:
- Inclinação de las paredes del canal sedimentador: 1.0 horizontal por 1.25 vertical.
- Ranura para el paso de lodos: 0.15 a 0.2 m. recomendable 0.2 m.
- Superposición de los bordes de la ranura: 0.15 a 0.2 m. recomendable 0.2 m.
- Zona neutra: se dejará un espacio de 0.45 m. abajo de la ranura, como zona muerta, sin intervenir en los cálculos.
- Inclinação del fondo de la cámara de digestión: 1 vertical, 2 horizontal.

- Extracción de lodos: tubería con diámetro igual o mayor a 0.15 m, colocada para tener una carga hidroestática de 1.5 m o más, la tubería de alimentación a los lechos de secado deberá tener una pendiente de 3% o más.
- Relación largo:ancho : de 2:1 y hasta 6:1

Con estos parámetros se procede a efectuar los cálculos, se recomienda diseñar los tanques con dos canales de sedimentación, exceptuando el más pequeño de 2500 habitantes, asimismo, se recomiendan dos unidades como mínimo para las poblaciones de 10,000 habitantes o más.

.. La superficie para sedimentación se calcula con la fórmula

$$\text{Sup. sed(m}^2\text{)} = \frac{\text{Gasto (m}^3\text{/día)}}{\text{carga superficial (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}}$$

.. El volumen de sedimentación

$$\text{Vol. sed(m}^3\text{)} = \frac{\text{Gasto (m}^3\text{/hr)}}{\text{Gasto (m}^3\text{ x hr)} \times \text{Tiempo de retención (hr)}}$$

.. El volumen de la cámara de digestión se estima con los habitantes en una proporción de 45 litros por habitante

$$\text{Vol. digestión (m}^3\text{)} = 0.045 \text{ por habitante}$$

.. Con la superficie de sedimentación entre dos (dos canales - excepto para la Unidad "A" que tiene un solo compartimento), se calcula el largo y el ancho; con relaciones desde 2:1 hasta 6:1.

.. Una vez fijado el ancho "As", se calcula el tirante de la sección con paredes inclinadas.

$$tsi = 1.25 \times As/2$$

Con este valor se calcula el volumen de esta sección que es --- igual a tsi por el largo x $As/2$; por dos canales, para el caso A es un solo canal sedimentador.

.. El volumen requerido en la sección rectangular y el tirante en esta sección se calcula

Vol.secc.rect. = Volumen de sedim. = tsi x largo x As
ambos canales

el tirante tsr = $\frac{\text{Volumen secc.rect.}/2}{\text{Largo} \times As} \times 2$ para la unidad A.

.. Se deja un espacio de 0.45 m. como zona neutra.

.. Se dejan 3 canales de ventilación de 0.6 m. cada uno; 2 para la unidad A.

.. El ancho total del tanque será:

$$\begin{aligned} At &= \text{Ancho canales sed} + \text{ancho canales de ventilación} \\ &+ \text{espesor de muros en canales.} \\ &= 2 As + 3 \times 0.6 + 4 \times 0.1 \\ &= 2 As + 2.2 ; As + 1.4 \text{ para la unidad A} \end{aligned}$$

. Para la cámara de digestión,

.. El tirante de la sección con paredes inclinadas se calcula como sigue: inclinación de tolva 2 horizontal:1 vertical

$$tdi = At / B ; At/4 \text{ para la unidad A}$$

El volumen de la tolva será igual a

$$\text{Vol. tolvas digestión} = (At/2) \times tdi \times \text{largo}$$

$$\text{Vol. tolva digestión} = \frac{(At \times At/4)}{2} \times \text{largo para unidad A}$$

.. El tirante de la sección rectangular se calcula como sigue:

$$\text{Vol.secc.rect.digestión} = \text{vol.digestión} - \text{vol.sección tolvas}$$

y el tirante

$$\text{tdr} = \frac{\text{Vol.secc.rect.digestión}}{\text{Largo} \times \text{ancho total}}$$

.. La altura o profundidad total será igual

$$\text{Profundidad } p_t = b_l + \text{tsr} + \text{tsi} + 2.n. + \text{tdr} + \text{tdi}$$

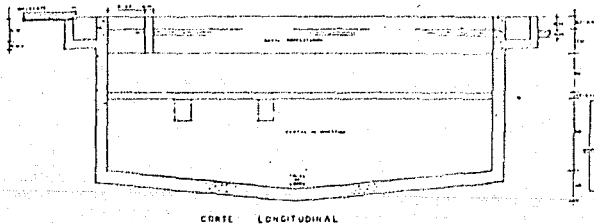
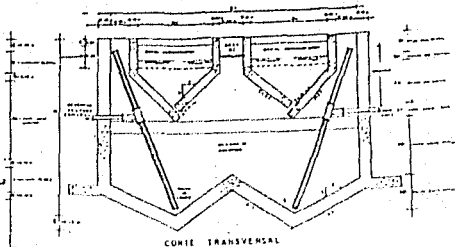
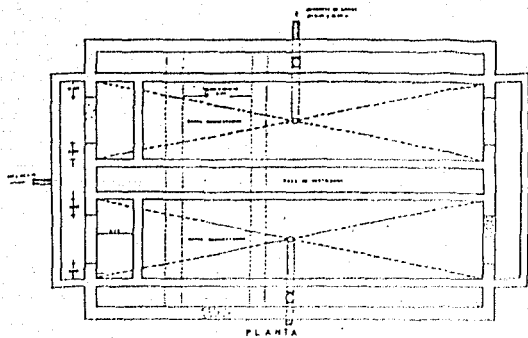
El cálculo y dimensionamiento de estas unidades para los módulos base se presenta en los cuadros 5.3.1 y 2, y su representación esquemática en el plano 5.4.

5.3.2.- Lechos de secado.

Son los dispositivos más económicos comúnmente usados para reducir el contenido de humedad de los lodos digeridos, de manera que éstos puedan ser manejados como un material sólido con un contenido de humedad inferior al 70%.

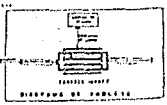
Se construyen generalmente con muros de mampostería de piedra con espesor de 0.3 a 0.6 m. y altura de 1.00 m. Son de forma rectangular con una dimensión máxima de 6 m a 20 m. (Ref. 6)

Los lodos que se extraen de los tanques Imhoff, se conducen por gravedad a un canal dispuesto en la cabecera de una batería de lechos. Este canal descarga a cada lecho a través de compuertas de aguja, en el punto de descarga se coloca una losa "rompechorro" de 1.00 x 1.00 m, para evitar que la caída del lodo disturbe al lecho de arena. Se calcula el espesor de la capa de lodos en cada lecho de 0.20 m.



ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	PLACAS DE ACERO	100	M ²	1.50	150.00
2	PERFILES DE ACERO	50	M	2.00	100.00
3	BRACOS DE ACERO	20	M	1.00	20.00
4	CHAVILES DE ACERO	1000	UN	0.05	50.00
5	ORNAMENTOS DE ACERO	10	UN	1.00	10.00
6	ALAMBRON DE ACERO	500	M	0.10	50.00
7	ALAMBRON DE ALUMINIO	500	M	0.10	50.00
8	ALAMBRON DE CUPRO-NICHEL	500	M	0.10	50.00
9	ALAMBRON DE INVAR	500	M	0.10	50.00
10	ALAMBRON DE TITANIO	500	M	0.10	50.00
11	ALAMBRON DE ZINCO	500	M	0.10	50.00
12	ALAMBRON DE NIQUEL	500	M	0.10	50.00
13	ALAMBRON DE COBALTO	500	M	0.10	50.00
14	ALAMBRON DE CROMO	500	M	0.10	50.00
15	ALAMBRON DE NIOBIO	500	M	0.10	50.00
16	ALAMBRON DE MOLIBDENO	500	M	0.10	50.00
17	ALAMBRON DE TANTALO	500	M	0.10	50.00
18	ALAMBRON DE VANADIO	500	M	0.10	50.00
19	ALAMBRON DE WOLFRAMO	500	M	0.10	50.00
20	ALAMBRON DE URANIO	500	M	0.10	50.00
21	ALAMBRON DE PLUTONIO	500	M	0.10	50.00
22	ALAMBRON DE AMONIO	500	M	0.10	50.00
23	ALAMBRON DE BORO	500	M	0.10	50.00
24	ALAMBRON DE BERILIO	500	M	0.10	50.00
25	ALAMBRON DE MAGNESIO	500	M	0.10	50.00
26	ALAMBRON DE ALUMINIO	500	M	0.10	50.00
27	ALAMBRON DE SODIO	500	M	0.10	50.00
28	ALAMBRON DE POTASIO	500	M	0.10	50.00
29	ALAMBRON DE CALCIO	500	M	0.10	50.00
30	ALAMBRON DE BARIO	500	M	0.10	50.00
31	ALAMBRON DE ESTRONCIO	500	M	0.10	50.00
32	ALAMBRON DE YTRIO	500	M	0.10	50.00
33	ALAMBRON DE ZIRCONIO	500	M	0.10	50.00
34	ALAMBRON DE NIOBIO	500	M	0.10	50.00
35	ALAMBRON DE MOLIBDENO	500	M	0.10	50.00
36	ALAMBRON DE TANTALO	500	M	0.10	50.00
37	ALAMBRON DE VANADIO	500	M	0.10	50.00
38	ALAMBRON DE WOLFRAMO	500	M	0.10	50.00
39	ALAMBRON DE URANIO	500	M	0.10	50.00
40	ALAMBRON DE PLUTONIO	500	M	0.10	50.00
41	ALAMBRON DE AMONIO	500	M	0.10	50.00
42	ALAMBRON DE BORO	500	M	0.10	50.00
43	ALAMBRON DE BERILIO	500	M	0.10	50.00
44	ALAMBRON DE MAGNESIO	500	M	0.10	50.00
45	ALAMBRON DE ALUMINIO	500	M	0.10	50.00
46	ALAMBRON DE SODIO	500	M	0.10	50.00
47	ALAMBRON DE POTASIO	500	M	0.10	50.00
48	ALAMBRON DE CALCIO	500	M	0.10	50.00
49	ALAMBRON DE BARIO	500	M	0.10	50.00
50	ALAMBRON DE ESTRONCIO	500	M	0.10	50.00

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	PLACAS DE ACERO	100	M ²	1.50	150.00
2	PERFILES DE ACERO	50	M	2.00	100.00
3	BRACOS DE ACERO	20	M	1.00	20.00
4	CHAVILES DE ACERO	1000	UN	0.05	50.00
5	ORNAMENTOS DE ACERO	10	UN	1.00	10.00
6	ALAMBRON DE ACERO	500	M	0.10	50.00
7	ALAMBRON DE ALUMINIO	500	M	0.10	50.00
8	ALAMBRON DE CUPRO-NICHEL	500	M	0.10	50.00
9	ALAMBRON DE INVAR	500	M	0.10	50.00
10	ALAMBRON DE TITANIO	500	M	0.10	50.00
11	ALAMBRON DE ZINCO	500	M	0.10	50.00
12	ALAMBRON DE NIQUEL	500	M	0.10	50.00
13	ALAMBRON DE COBALTO	500	M	0.10	50.00
14	ALAMBRON DE CROMO	500	M	0.10	50.00
15	ALAMBRON DE NIOBIO	500	M	0.10	50.00
16	ALAMBRON DE MOLIBDENO	500	M	0.10	50.00
17	ALAMBRON DE TANTALO	500	M	0.10	50.00
18	ALAMBRON DE VANADIO	500	M	0.10	50.00
19	ALAMBRON DE WOLFRAMO	500	M	0.10	50.00
20	ALAMBRON DE URANIO	500	M	0.10	50.00
21	ALAMBRON DE PLUTONIO	500	M	0.10	50.00
22	ALAMBRON DE AMONIO	500	M	0.10	50.00
23	ALAMBRON DE BORO	500	M	0.10	50.00
24	ALAMBRON DE BERILIO	500	M	0.10	50.00
25	ALAMBRON DE MAGNESIO	500	M	0.10	50.00
26	ALAMBRON DE ALUMINIO	500	M	0.10	50.00
27	ALAMBRON DE SODIO	500	M	0.10	50.00
28	ALAMBRON DE POTASIO	500	M	0.10	50.00
29	ALAMBRON DE CALCIO	500	M	0.10	50.00
30	ALAMBRON DE BARIO	500	M	0.10	50.00
31	ALAMBRON DE ESTRONCIO	500	M	0.10	50.00
32	ALAMBRON DE YTRIO	500	M	0.10	50.00
33	ALAMBRON DE ZIRCONIO	500	M	0.10	50.00
34	ALAMBRON DE NIOBIO	500	M	0.10	50.00
35	ALAMBRON DE MOLIBDENO	500	M	0.10	50.00
36	ALAMBRON DE TANTALO	500	M	0.10	50.00
37	ALAMBRON DE VANADIO	500	M	0.10	50.00
38	ALAMBRON DE WOLFRAMO	500	M	0.10	50.00
39	ALAMBRON DE URANIO	500	M	0.10	50.00
40	ALAMBRON DE PLUTONIO	500	M	0.10	50.00
41	ALAMBRON DE AMONIO	500	M	0.10	50.00
42	ALAMBRON DE BORO	500	M	0.10	50.00
43	ALAMBRON DE BERILIO	500	M	0.10	50.00
44	ALAMBRON DE MAGNESIO	500	M	0.10	50.00
45	ALAMBRON DE ALUMINIO	500	M	0.10	50.00
46	ALAMBRON DE SODIO	500	M	0.10	50.00
47	ALAMBRON DE POTASIO	500	M	0.10	50.00
48	ALAMBRON DE CALCIO	500	M	0.10	50.00
49	ALAMBRON DE BARIO	500	M	0.10	50.00
50	ALAMBRON DE ESTRONCIO	500	M	0.10	50.00



TANQUES IMHOFF
PLANO 5.4

CUADRO No. 5.3.1.- CALCULO Y DIMENSIONES DE TANQUES INHOFF; MODULOS BASE

POBLACION Hab	Q med. l/seg	SUP. SEDIMENT m ²	VOL. SEDIMENT. m ³	VOL DIGESTION m ³	SE RECOMIENDA USAR
2 500	5	17.28	36	112.5	Una unidad A
5 000	10	34.56	72	275.0	Una unidad B
7 500	15	51.84	108	337.5	Una unidad C
10 000	20	69.12	144	450.0	Dos unidades B
15 000	30	103.68	216	675.0	Dos unidades C
20 000	40	138.24	288	900.0	Dos unidades D
30 000	60	207.36	432	1 350.0	Dos unidades E
40 000	80	276.48	576	1 800.0	Dos unidades F

CUADRO Nº 5.3.2.- DIMENSIONES DE TANQUES INHOFF; MODULOS BASE

UNIDAD	DIMENSIONES SEDIMENTACION (m)						ANCHO TOTAL (m)	AREA VEN- TILACION (m ²)	ZONA NEUTRA (m)	CAMARA DIGESTION		PROFUNDI- DAD TOTAL (m)
	L	A _s	b.l	t _{si}	t _{sr}	Nº C				t _{di} (m)	t _{dr} (m)	
A	6.0	3.0	0.35	1.90	1.05	1	4.4	8.4	0.45	1.10	3.70	8.55
B	6.0	3.0	0.35	1.90	1.05	2	8.2	10.8	0.45	1.00	4.10	8.85
C	9.0	3.0	0.35	1.90	1.05	2	8.2	16.2	0.45	1.00	4.10	8.85
D	10.0	3.6	0.35	2.25	0.85	2	9.4	18.0	0.45	1.20	4.20	9.30
E	13.0	4.0	0.35	2.50	0.80	2	10.2	23.4	0.45	1.30	4.45	9.85
F	15.0	4.6	0.35	2.85	0.65	2	11.4	27.0	0.45	1.40	4.50	10.70

Los materiales que forman el lecho son:

- . como medio de soporte 10 cm de grava gruesa de 1.8 a 5.1 cm
- . medio filtrante 10 cm de grava fina de 0.3 a 1.3 cm
- . medio filtrante 30 cm de arena gruesa

En la parte inferior del lecho de grava se coloca tubería de --
concreto simple de 15 cm de diámetro y sin juntear y con pendiente de 0,5 a 2%.

La superficie requerida se estima con base en el número de habi-
tantes y una relación de 0.09 m²/hab.

Como mínimo se consideran 3 lechos; a continuación se presenta-
el cálculo y dimensionamiento de estas unidades

Población	Superficie requerida Pobl. x 0.09 (m ²)	Número de unidades Sup. req. ÷ 120
2 500	225	3
5 000	450	4
7 500	635	6
10 000	900	8
15 000	1 350	11
20 000	1 800	15
30 000	2 700	22
40 000	3 600	30

En el plano 5.3, se presentan en forma esquemática.

5.4.- Sedimentadores primarios.

Los parámetros que definen a estas unidades y que se usan para su dimensionamiento son: (Ref. 10)

- Carga hidráulica superficial: 28 - 38 $m^3/m^2/día$, se recomienda un valor de 33 $m^3/m^2/día$.
- Tiempo de retención: de 1.8 a 3.0 horas, se recomienda un valor de - - - 2.25 horas.
- Altura mínima en la pared mojada: 2.10 m.
- Altura normal en el centro: 3.5 m.
- Inclinación en el fondo: 8%
- Bordo libre: 30 cm.
- Sedimentadores circulares con equipo de tracción periférica.
- Producción de lodos: 77 gr/hab/día.
- Eficiencia esperada en remoción de sólidos: 55%
- Humedad en la mezcla agua-lodos: 95%
- Peso específico de la mezcla: 1.02

El influente a los tanques de sedimentación ha pasado previamente por el pretratamiento. Los cálculos de las unidades o tanques sedimentadores primarios se hacen como sigue:

. La superficie se calcula con la fórmula:

$$\text{Superficie (m}^2\text{)} = \frac{\text{Gasto m}^3/\text{día}}{\text{Carga superficial m}^3/\text{m}^2/\text{día}}$$

. El volumen:

$$\text{Volumen (m}^3\text{)} = \text{Gasto l/seg} \times \text{tiempo ret. hr} \times 3.6$$

. La producción de lodos:

$$\text{Prod. lodos m}^3/\text{día} = \frac{\text{Población hab.} \times 77 \text{ gr/hab/día} \times \text{efic. } \%$$
$$(1.02)(0.05)(10^6)$$

Se debe definir el número de unidades a proyectar, se recomienda un mínimo de dos unidades, salvo para las poblaciones menores de 10,000 habitantes, en las que se considera una sola unidad.

. El diámetro del tanque sedimentador:

$$D \text{ (m)} = \left(\frac{\text{Superficie m}^2 \times 4}{3.1416} \right)^{1/2}$$

se aproxima a valores cerrados, por procedimiento constructivo.

. El diámetro de la tubería del influente se calcula para una velocidad no menor a 0.8 m/seg., evitando así la sedimentación en este conducto, se recomienda $v = 1\text{m/seg.}$

$$D \text{ (m)} = \left(\frac{4 \times \text{gasto m}^3/\text{seg}}{\pi \times 1 \text{ m/seg.}} \right)^{1/2}$$

se aproxima al valor más cercano en pulgadas 4", 6" u 8"

El tirante medio se calcula:

$$t_m = \frac{\text{Volumen m}^3}{\text{Superficie m}^2}$$

El tirante al centro del tanque o máximo

$$t_{\max} = t_m + \frac{\text{diámetro}}{4} \times \text{pendiente } \%$$

El tirante en la periferia o mínimo

$$t_{\min} = t_m - \frac{\text{diámetro}}{4} \times \text{pendiente } \%$$

El volumen de la tolva de lodos se calcula para el lodo acumulado en ocho horas, considerando que se harán extracciones del mismo tres veces en 24 horas.

$$\text{Vol. tolva m}^3 = \frac{\text{Producción de lodos m}^3/\text{día}}{3}$$

Este lodo producido es "crudo", contiene materia orgánica putrescible y será necesario disponer de él con cierta precaución para evitar que éste contamine o produzca efectos adversos al medio ambiente.

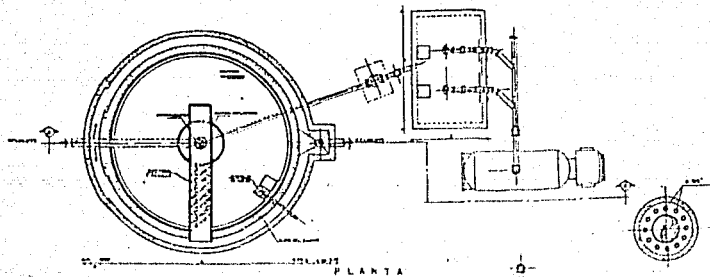
Se recomienda que se cargue en una pipa o tanque y éste se transporte a un relleno sanitario en donde se descarga conjuntamente con la basura.

En caso de no contar con un relleno sanitario para basuras, el lodo tendrá que ser estabilizado con cal y transportado a un sitio alejado de la población (por la molestia de olores, a 1Km. de la zona habitada) y depositado en zanjas impermeabilizadas y con dimensiones que permitan su almacenamiento durante 30 días como mínimo, después de lo cual se pueden manejar como mejoradores de suelo o como material de relleno.

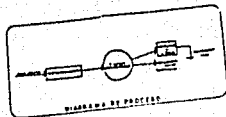
- Canal colector; por procedimientos constructivos, se recomienda un ancho mínimo de 0.2 m, variando el tirante desde 0.1 hasta 0.4 m., con una velocidad de 0.3 m/seg.

$$\text{tirante} = \frac{\text{Gasto medio m}^3/\text{seg.}}{\text{ancho m} \times \text{vel. m/seg.}}$$

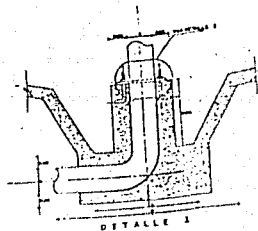
En los Cuadros 5.4.1 y 5.4.2, se presentan los cálculos y dimensionamiento de estas unidades y se representan en el Plano 5.5.



PLANTA



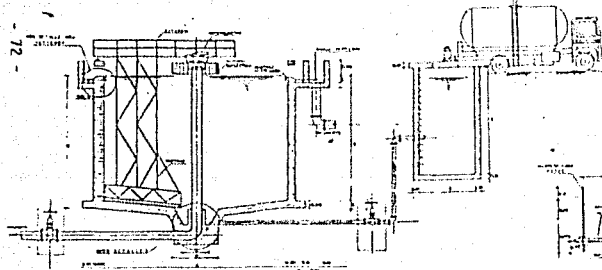
MOTOR DE PROCELO



DETALLE I

DETALLE II

		DIMENSIONES RECTANGULARES EN (cm)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
3	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
4	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
5	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
6	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350	350
7	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
8	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450
9	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
10	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550



CORTE A-A'



DETALLE DE VEREDA

SEDIMENTADOR DE 1000 LITROS

PLANO 5.5

CUADRO 5.4.1.- CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE SEDIMENTADORES PRIMARIOS

POBLACION	Q MED. l/seg.	SUPERFICIE m ²	VOLUMEN m ³	PRODUCCION lodos m ³ /dia	UNIDADES RECOMENDADAS
2 500	5	13.09	40.5	2.08	Una unidad A
5 000	10	26.18	81.0	4.15	Una unidad B
7 500	15	39.27	121.5	6.23	Una unidad C
10 000	20	52.36	162.0	8.30	Das unidades B
15 000	30	78.54	243.0	12.46	Das unidades C
20 000	40	104.73	324.0	16.61	Das unidades D
30 000	60	157.09	486.0	24.91	Das unidades E
40 000	80	209.45	648.0	33.22	Das unidades F

CUADRO 5.4.2.- DIMENSIONES DE TANQUES SEDIMENTADORES PRIMARIOS

UNIDAD	DIAMETRO (m)	DIAM. TUB. INFLUENTE (Pulg)	TIRANTE O PROFUNDIDAD (m)			VOL. TGLVA m ³	CANAL COLECTOR		BORDO LIBRE (m)
			RED	MAX	MIN		Ancho (m)	Tirante (m)	
A	4.10	4	3.1	3.2	3.0	0.70	0.20	0.10	0.3
B	5.80	4	3.1	3.2	3.0	1.40	0.20	0.15	0.3
C	7.10	6	3.1	3.25	2.95	2.10	0.20	0.25	0.3
D	8.20	6	3.1	3.25	2.95	2.75	0.25	0.25	0.3
E	10.00	8	3.1	3.30	2.90	4.15	0.30	0.30	0.3
F	11.50	8	3.1	3.30	2.90	5.50	0.35	0.40	0.3

5.5.- Lagunas facultativas.

Existen diferentes investigadores que han trabajado en la obtención de modelos matemáticos que permitan el dimensionamiento de estas lagunas, en el cuadro 5.5.1, se presentan estos modelos; de Gloyna, Marais y Shaw, flujo pistón y de Wehner Wilhelm, de estos el que mejor se ajusta a las condiciones climáticas del país, es el de Marais y Shaw por lo que se seleccionó para su aplicación en este trabajo. (Ref. 7,11)

La ecuación básica de diseño es:

$$\frac{C_n}{C_0} = \left[\frac{1}{1 + k_c t_n} \right]^n$$

en donde:

C_n : Concentración de DBO_5 deseada en efluente: mg/l

C_0 : Concentración de DBO_5 en aguas residuales: mg/l

k_c : tasa de una reacción de primer orden y mezcla completa; días⁻¹

t_n : Tiempo de retención hidráulico en la laguna n; días

n : Número de lagunas en serie.

La máxima eficiencia en una serie de lagunas se obtiene cuando t_n es igual en cada laguna.

Para mantener condiciones aeróbicas se recomienda una profundidad de líquido de 1.85 m., dejando 0.25 m. para almacenamiento de lodos y 0.5 m. de bordo libre, con lo que la profundidad total será de 2.60 m.

El valor de la constante k_c para una temperatura dada se calcula con la ecuación:

$$k_{c_T} = k_{c_{35}} (1.085)^{T-35}$$

en donde:

- kc_T = Tasa de reacción a la mínima temperatura de operación.
- kc_{35} = Tasa de reacción a 35°C: para aguas domésticas 1.2 d^{-1}
- T = Temperatura mínima del agua; promedio del mes más frío; °C.

De acuerdo con lo expuesto en el capítulo III, la concentración de DBO_5 -- en las aguas residuales es de $C_0 = 200 \text{ mg/l}$.

La temperatura ambiente promedio en el mes más frío es de 15°C.

La temperatura del agua se estima en 17°C

Se considera una eficiencia del 75.0%; con una concentración del efluente -- no mayor de 50 mg/l de DBO_5 .

La concentración máxima por laguna, para mantener condiciones aerobias será de 65 mg/l.

El procedimiento de cálculo es como sigue:

Se calcula el valor de kc para la temperatura media del mes más frío en la localidad

$$\begin{aligned} kc_T &= 1.2 \times (1.085)^{T-35} \\ &= 1.2 \times (1.085)^{17-35} \\ &= 0.2763 \text{ días}^{-1} \end{aligned}$$

Se calcula el tiempo de retención de la primera laguna, en donde la concentración del efluente será como máximo de $C_0 = 65 \text{ mg/l}$

$$\begin{aligned} t_n &= \frac{(C_0/C_n)^{1/n} - 1}{kc_T} & t_1 &= \frac{(200/65) - 1}{0.2763} \\ & & &= 7.52 \text{ días} \\ & & &= 75\% \end{aligned}$$

El número de lagunas en serie para obtener un efluente con una concentración menor a 50 mg/l se calcula como sigue:

$$\frac{C_n}{C_0} = \left(\frac{1}{1 + kC_T t} \right)^n$$

$$\frac{50}{200} = \left(\frac{1}{1 + 0.2763 \times 7.52} \right)^n$$

$$n = \frac{\log 4.0}{\log 3.0778}$$

$$n = 1.23$$

El arreglo de conjunto que se propone es el siguiente:

Dos lagunas operando en paralelo con tiempos de retención de 7.5 días y mezclando cada una de ellas el 50% del gasto, el efluente de estas lagunas se mezcla en una tercer laguna con tiempo de retención global de 3 días. Con esto el efluente de las dos primeras lagunas será de:

$$C_1 = 200 \left(\frac{1}{1 + 0.2763 \times 7.5} \right)$$

$$= 65.10 \text{ mg/l}$$

y de la segunda laguna:

$$C_2 = 65.10 \left(\frac{1}{1 + 0.2763 \times 3} \right)$$

$$= 35.60 \text{ mg/l}$$

Para obtener las dimensiones de cada una de las lagunas, se utiliza la ecuación:

$$V = \left[(L \times W) + (L-2sd)(W-2sd) + 4(L-sd)(W-sd) \right] d/6$$

en donde:

$V = \text{Volumen m}^3 = \text{tiempo de retención días} \times \text{gasto m}^3/\text{día.}$

$L = \text{Largo de la laguna al nivel del agua, m}$

$W = \text{Ancho de la laguna al nivel del agua, m}$

$s = \text{Pendiente de bordos con relación 3 horizontal:1 vertical, se recomienda } s = 3$

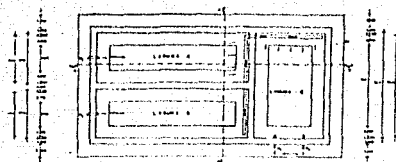
$d = \text{Tirante de agua, m, se recomienda 2.1 m; aparte el bordo libre de 0.5 m}$

Relación L:W recomendada 3:1; es decir $W = L/3$

A los valores así calculados tanto de L como de W, se les deberá adicionar el valor horizontal del bordo libre, es decir, $0.5 \times 3 \times 2 = 3 \text{ m.}$ para obtener el largo y el ancho total a nivel de la corona de los bordos.

La superficie total requerida es el área ocupada por las tres lagunas, más la superficie de bordos; el ancho de la corona normalmente es de 3.0 m.

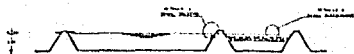
En el cuadro 5.5.2. se presenta el dimensionamiento para módulos base y en el plano 5.6 se presenta el esquema general de estos sistemas.



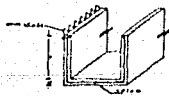
PLANTA



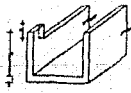
CORTE N-W



CORTE S-W



DETALLE 1
Canal anexo



DETALLE 2
Canal distribuidor

PLANO 5.6
LAGUNAS FACULTATIVAS

CUADRO 5.5.1.- MODELOS Y ECUACIONES PARA EL DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS (Ref. 11)

	GLOYNA	KARATS Y SHAW	MODELO DE FLUJO PISTON	VENKER-WILHELM EQ AND THIRUKURTHI APPLICATIONS														
<p>ECUACIONES O PARAMETROS DE DISEÑO</p>	$\frac{V}{Q} = t = 0.035 L_{20}^{(35-T)} f f'$ <p>V : Vol. laguna, m³ Q : Flujo influente, l/d t : tiempo ret. hidrául., d L₂₀ : DBO última o DBO₅ x 1.2 Q : Coef. temp. 1.085 T : temp. del agua °C f : factor de toxicidad algas f' : factor de retarda de O₂ por S</p> <p>Para Aguas domésticas</p> <p>DBO₅ = 80 - 90 % f = 1.0 f' = 1.0 para SO₄ < 500 mg/l</p> <p>Profundidad = 1.5-1.8 para climas con variación estacional signific. en temp.</p>	$\frac{C_n}{C_0} = \left[\frac{1}{1 + k C_n t} \right]^n$ <p>C_n : Conc. DBO₅ efluente, mg/l C₀ : Conc. DBO₅ influente, mg/l Kc : tasa de una reacción de primer orden y reciclado completo, días⁻¹ t_n : tiempo de retención hid. en cada laguna, días. n : número de lagunas en serie.</p> <p>(Ce) max = $\frac{700}{0.65 + B}$</p> <p>(Ce) max = max. conc. DBO₅ para mantener condiciones aerobias, mg/l</p> <p>d : profundidad de la laguna, ft.</p> <p>La máxima eficiencia es obtenida cuando t_n es igual en la serie.</p>	$\frac{C_e}{C_0} = e^{-kpt}$ <p>C_e : Conc. DBO₅ influente, mg/l C₀ : Conc. DBO₅ efluente, mg/l e : base log. natural, 2.7183 k_p : tasa de reacción de 1er. orden en flujo pistón, días⁻¹ t : tiempo de ret. hidrául. días. k_p : varía con la carga aplicada de DBO₅ como sigue:</p> <table border="1"> <tr> <td>Carga DBO₅</td> <td>k_{p20}</td> </tr> <tr> <td>kg/ha/d</td> <td>día⁻¹</td> </tr> <tr> <td>22</td> <td>0.045</td> </tr> <tr> <td>45</td> <td>0.071</td> </tr> <tr> <td>67</td> <td>0.083</td> </tr> <tr> <td>90</td> <td>0.096</td> </tr> <tr> <td>112</td> <td>0.129</td> </tr> </table>	Carga DBO ₅	k _{p20}	kg/ha/d	día ⁻¹	22	0.045	45	0.071	67	0.083	90	0.096	112	0.129	$\frac{C_e}{C_0} = \frac{4.5p}{(1.5p)^2 d^2 / 20 - (1-p)^2 + 20}$ <p>C_e : Conc. DBO₅ influente, mg/l C₀ : Conc. DBO₅ efluente, mg/l p : base log. natural, 2.7183 a = $\sqrt{1 + ktd}$ k : tasa de reac. 1er. orden día⁻¹ t : tiempo ret. hidrául. días D : número adimensional para dispersión.</p> <p>$D = \frac{H}{vL} = \frac{Ht}{L^2}$</p> <p>H : Coef. dispersión axial, área por tiempo. v : velocidad fluido, largo por tiempo. L : long. en la trayectoria de una partícula esférica, longitud.</p>
Carga DBO ₅	k _{p20}																	
kg/ha/d	día ⁻¹																	
22	0.045																	
45	0.071																	
67	0.083																	
90	0.096																	
112	0.129																	
<p>AJUSTE DE PARAMETROS POR TEMPERATURA</p>	<p>Incluidos en las ecuaciones</p>	$k_{cT} = k_{c35}(1.085)^{T-35}$ <p>k_{cT} : tasa de reacción a la t. (fn. temp. de operación) k_{c35} : tasa de reac. a 35°C-1.2 día⁻¹ T : mínima temperatura del agua, °C</p>	$k_{pT} = k_{p20}(1.09)^{T-20}$ <p>k_{pT} : tasa de reacción a fn. temp. de oper. del agua. k_{p20} : tasa de reac. a 20°C T : temp. fn. de operación en el agua.</p>	$k_T = k_{20}(1.09)^{T-20}$ <p>k_T : tasa de reacción a la fn. temp. de oper. en el agua. k₂₀ : tasa de reacción a 20°C = 0.15 d⁻¹ T : fn. temp. de operación en el agua °C</p>														

CUADRO 5.5.2.- CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LAGUNAS FACULTATIVAS

POBLACION	CARGO m ³ /día	LAGUNA A		LAGUNA B		LAGUNA C	
		Tret (días)	Vol (m ³) Sup.(m ²)	Tret (días)	Vol (m ³) Sup.(m ²)	Tret (días)	Vol (m ³) Sup.(m ²)
2 500	432	7.5	1627 1226	7.5	1623 1226	3	1296 1003
5 000	864	7.5	3254 2451	7.5	3240 2451	3	2592 1751
7 500	1296	7.5	4881 3677	7.5	4863 3669	3	3888 2472
10 000	1728	7.5	6508 4969	7.5	6480 4944	3	5184 3174
15 000	2592	7.5	9762 7454	7.5	9720 7372	3	7776 4404
20 000	3456	7.5	13016 9939	7.5	12960 9775	3	10368 5730
30 000	5184	7.5	19524 14908	7.5	19440 14722	3	15552 8584
40 000	6912	7.5	26032 19877	7.5	25920 19601	3	20736 11226

CUADRO 5.5.3.- DIMENSIONES DEFINITIVAS DE LAS LAGUNAS

POBLACION	LAGUNAS A y B					LAGUNA C					PROFUNDIDAD		SUPERFICIE TOTAL (m ²)
	L (a)	L (c)	w (a)	w (c)	(c) Sup (m ²)	L (a)	L (c)	w (a)	w (c)	(c) Sup (m ²)	(a) m	(c) m	
2 500	20.7	63.7	20.7	23.2	1477.86	49.6	52.40	20.31	23.31	1221.44	2.1	2.6	6,000
5 000	20.7	63.7	25.9	25.9	2532.63	67.8	65.8	27.91	32.71	2033.86	2.1	2.6	12,000
7 500	25.9	98.9	32.0	35.0	3461.50	79.0	74.0	33.05	36.36	2621.76	2.1	2.6	15,500
10 000	108.8	111.8	35.0	37.3	4373.74	81.6	84.6	38.70	41.90	3544.74	2.1	2.6	18,500
15 000	132.4	133.4	43.5	46.5	6203.10	95.0	99.0	45.47	49.87	4838.13	2.1	2.6	24,500
20 000	148.7	151.7	49.6	52.6	7975.42	108.2	111.2	52.96	56.96	6222.75	2.1	2.6	30,500
30 000	172.3	192.3	59.6	62.6	11448.44	126.8	131.6	65.75	69.75	9179.10	2.1	2.6	42,000
40 000	205.0	208.0	68.3	71.3	14830.40	145.5	146.5	77.10	80.10	11937.88	2.1	2.6	52,000

(a) : Medidas al nivel del agua con las lagunas en operación.
 (c) : Medidas en la corona de las lomas.

5.6.- Lagunas aeradas en regimen de completo mezclado.

Ecuación de diseño (EPA "Design Manual for Municipal Wastewater Stabilization Ponds", U.S. Environmental Protection Agency, October 1983) (Ref. 11)

$$\frac{C_n}{C_o} = \frac{1}{\left[1 + \frac{kct}{n}\right]^n}$$

En donde:

C_n : Conc. DBO₅ en el efluente de la laguna n, mg/l

C_o : Conc. DBO₅ en el influente, mg/l

k : Constante de la tasa de reacción de 1er. orden, días⁻¹
(Se asume igual para c/u de las n lagunas = 2.5 días⁻¹ a 20°C)

t : Tiempo de retención hidráulico para todo el sistema, días

n : Número de lagunas en serie.

Para una serie de lagunas de igual volumen la ecuación puede expresarse como:

$$\frac{C_n}{C_o} = \left(\frac{1}{1 + kc_1 t_1}\right) \left(\frac{1}{1 + kc_2 t_2}\right) \dots \left(\frac{1}{1 + kc_{nt} t_n}\right)$$

En donde:

$kc_1, kc_2 \dots kc_n$ = Constantes para la tasa de la reacción de primer orden, la misma para cada una de las n lagunas.

$t_1, t_2 \dots t_n$ = Tiempo de retención hidráulico para cada una de las lagunas, expresado en días.

Arreglando la ecuación inicial ésta queda como:

$$t = \frac{n}{kc} \left[\left(\frac{C_0}{C_n} \right)^{1/n} - 1 \right]$$

Efecto de la temperatura

$$\frac{kc_T}{kc_{20}} = \theta^{T_w - 20}$$

En donde:

- kc_T : Tasa de reacción a la temperatura de diseño, días⁻¹
- kc_{20} : Tasa de reacción a 20°C, días⁻¹
- θ : Factor de temperatura, adimensional = 1.085
- T_w : Temperatura del agua en la laguna, °C

$$T_w = \frac{A f T_a + Q T_i}{A f + Q}$$

En donde:

- T_w : Temperatura del agua en la laguna, °C
- T_a : Temperatura del aire o ambiente, °C
- T_i : Temperatura del agua influente, °C
- A : Área superficial de la laguna, m²
- f : Factor de proporcionalidad = 0.5
- Q : Flujo de aguas residuales, m³/día

El procedimiento de cálculo es por tanteos, haciendo uso de las dos ecuaciones en la siguiente forma:

- 1.- Se fijan los parámetros y condiciones de diseño, en los casos en que se menciona como estimado, éste deberá ser checado en cada localidad.

- Q : Variable para cada módulo, dependiendo de la población.
 Co : Conc. DBO5 influente, se estima un valor de 200 mg/l
 Cn : Conc. DBO5 efluente de la última laguna, se recomienda 30 mg/l
 kcT : Tasa de reacción a la temperatura de diseño, días⁻¹
 kcT : kc20 (1.085)^{Tw-20}
 kc20 : Tasa de reacción a 20°C = 2.5 días⁻¹
 Tw : Temperatura del agua en la laguna, °C
 Tai : Temperatura ambiente en invierno, se estima en 14°C promedio mes más frío.
 Tav : Temperatura ambiente en verano, se estima en 24°C prom. mes - más cálido.
 Ti : Temperatura del agua influente, se estima 18°C en invierno y 23°C en verano.
 f : Factor de proporcionalidad = 0.5
 Elevación: Se estima como promedio 1780 m.s.n.m.
 CL : Conc. mínima de oxígeno en las lagunas, se recomienda 1.5 mg/l
 n : Número de lagunas en serie, se recomiendan 3 o 4.

2.- Para ejemplificar el procedimiento de cálculo se estima una población de 10,000 habitantes con una generación de aguas residuales de 1,728 m³/día.

Se fija un número de lagunas en serie = 3

Se estima Tw = 17.5°C

$$\begin{aligned}
 kc_{17.5} &= 2.5 \times (1.085)^{(17.5-20)} \\
 &= 2.0388 \text{ días}^{-1}
 \end{aligned}$$

$$t = \frac{3}{2.0388} \left[\left(\frac{200}{30} \right)^{1/3} - 1 \right] = 1.2978 \text{ días}$$

El tiempo de retención para cada laguna será:

$$t_1 = t_2 = t_3 = 1.2978/3 = 0.4326 \text{ días}$$

$$T_w = \frac{(245.15)(0.5)(14) + (1728)(18)}{(245.14)(0.5) + 1728} = 17.73$$

El valor de T_w es prácticamente igual al obtenido de 17.73 por consiguiente el dimensionamiento es el siguiente:

3.- Dimensionamiento de las lagunas.

Tiempo de retención total	=	1.2768	días
Para cada una de las 3 lagunas	=	0.4256	días
Volumen total del sistema	=	2206.26	m ³
Volumen para cada laguna	=	735.44	m ³
Utrante de agua en las lagunas	=	3.0	m.
Superficie total, espejo de agua	=	735.42	m ²
Superficie para cada laguna	=	245.15	m ²

Se proponen lagunas con una configuración cuadrada y pendiente en los bordes de 3:1; este valor se estima en forma conservadora y dependerá básicamente de estudios de mecánica de suelos que determinen el ángulo de reposo y estabilidad del material que forma el talud de los bordos.

Para obtener las dimensiones se usa la fórmula:

$$V = [(L \times W) + (L - 2sd)(W - 2sd) + 4(L - 3x3)(W - 3x3)] \frac{3}{6}$$

Como $L = W$ por ser cuadradas.

$$L^2 + (L - 18)(L - 18) + 4(L - 9)(L - 9) = 735.42 \times 2$$

$$6L^2 - 108L + 648 = 1470.84$$

$$L^2 - 18L + 108 = 245.15$$

$$L^2 - 18L + 81 = 245.15 - 108 + 81$$

$$(L - 9)^2 = 218.15$$

$$L = 23.77 \text{ m. en la superficie del agua.}$$

El volumen por laguna:

$$V_1 = 0.4326 \text{ días} \times 1728 \text{ m}^3/\text{día} = 747.50 \text{ m}^3$$

Si se considera un tirante de agua de 3.0 m, la superficie requerida será de:

$$A_1 = 747.50 \text{ m}^3 / 3.0 \text{ m} = 249.17 \text{ m}^2$$

Para checar este valor resultado de estimar $t_w = 17.5^\circ\text{C}$, se utiliza la ecuación:

$$\begin{aligned} t_w &= \frac{A_f t_a + Q t_1}{A_f + Q} \\ &= \frac{(249.17)(0.5)(14) + (1728)(18)}{(249.17)(0.5) + 1728} \\ &= 17.73 \end{aligned}$$

El valor estimado de $t_w = 17.5$ es menor al obtenido de 17.73, por lo que es necesario un nuevo tanteo.

$$k_c_{17.7} = 2.5 \times (1.085)^{(17.7 - 20)}$$

$$k_c_{17.7} = 2.0723$$

$$t = \frac{3}{2.0723} \left[\left(\frac{200}{30} \right)^{1/3} - 1 \right] = 1.2768$$

$$t_1 = t_2 = t_3 = 1.2768/3 = 0.4256$$

$$V_1 = 0.4256 \times 1728 = 735.44$$

$$A_1 = 735.44/3 = 245.15$$

La superficie ahora es de 23.77 por 23.77 = 565.00 m²
 La temperatura del agua Tw con esta superficie será ahora de:

$$T_w = \frac{(565.00)(0.5)(14) + 1728(18)}{(565.00)(0.5) + 1728}$$

$$T_w = 17.44^{\circ}\text{C}$$

Como Tw = 17.44 es diferente en más de una décima del estimado de - - -
 Tw = 17.73, se requiere un nuevo tanteo.

Se consideran tres lagunas en serie.

Se estima Tw = 17.44 °C

$$k_{c, 17.44} = 2.5 \times (1.085)^{(17.44 - 20)} \\ = 2.029 \text{ días}^{-1}$$

El tiempo de retención para cada laguna será:

$$t_1 = t_2 = t_3 = 2.176/3 = 0.434 \text{ días}$$

$$V_1 = 0.434 \text{ días} \times 1728 \text{ m}^3/\text{día} = 750.20 \text{ m}^3$$

De la ecuación $l^2 - 18l + 108 = 2 \times V/6$

$$l^2 - 18l + 81 = 2 \times 750.20/6 - 108 + 81$$

$$(l - 9)^2 = 223.07$$

$$l = 23.94 \text{ m.}$$

$$l = 23.9 \text{ m.}$$

$$A = l^2 = 571.21 \text{ m}^2$$

Checando el valor de Tw = 17.44 °C

$$T_w = \frac{(571.21)(0.5)(14) + (1728)(18)}{(571.21)(0.5) + 1728} = 17.43^{\circ}\text{C}$$

Como 17.44 ± 17.43 se considera como definitivo, quedando las dimensiones, con un bordo libre de 0.55 m.

Largo de la corona	27.0 m.
Ancho de la corona	27.0 m.
Profundidad	3.55 m.

4.- Requerimientos de aeración.

Primero se calcula el nivel de transferencia de equipos en las condiciones de la localidad: altitud y temperatura. Tanto en invierno como de verano, esto se hace con la ecuación:

$$N = N_0 \left[\frac{B C_{sw} - C_L}{C_s} \right]^\theta (1-20)$$

en donde:

- N₀** : Transferencia de oxígeno dada por el proveedor de equipo en condiciones estándar (20°C y 760 mm Hg). Considera un valor de 3.0 lb O₂/100-hr.
- B** : 0.89^T
- C_{sw}** : Concentración de saturación de oxígeno a la temperatura y altitud de la localidad.
- C_L** : Residual de oxígeno deseado en el tanque de aeración
1.5 mg/l
- C_s** : Concentración de saturación de oxígeno en condiciones estándar = 9.17 mg/l
- θ** : 1.024
- T** : temperatura del agua; se estiman 17.24°C en invierno y - - 23.19°C en verano.

Se calcula la concentración de saturación de oxígeno a la temperatura y presión barométrica de la localidad, para las dos condiciones en verano y en invierno.

$$C_s \left| \begin{array}{l} 760 \text{ mmHg} \\ 23.19^\circ\text{C} \end{array} \right. = 8.56 \text{ mg/l} \quad (\text{Ver tabla 5.1 anexa})$$

$$C_s \left| \begin{array}{l} 760 \text{ mmHg} \\ 17.24^\circ\text{C} \end{array} \right. = 9.65 \text{ mg/l}$$

Para calcular C_s a la presión de la localidad se usa la ecuación:

$$C_s = C_{s760} \frac{P - p}{760 - p}$$

en donde:

P : presión barométrica en la localidad en mmHg

$$P = 760 - \text{altitud (msnm)} \times 0.078$$

$$= 760 - (1780)(0.078) = 621 \text{ mmHg}$$

p : presión de vapor del agua a la temperatura de campo

$$P_{23.19^\circ\text{C}} = 21.324 \text{ mmHg}$$

$$P_{17.24^\circ\text{C}} = 14.745 \text{ mmHg} \quad (\text{Ver tabla 5.2 , anexa})$$

$$C_{sw} \left| \begin{array}{l} 621 \text{ mmHg} \\ 23.19^\circ\text{C} \end{array} \right. = 8.56 \times \frac{621 - 21.324}{760 - 21.324} = 6.95 \text{ mg/l}$$

$$C_{sw} \left| \begin{array}{l} 621 \text{ mmHg} \\ 17.24^\circ\text{C} \end{array} \right. = 9.65 \times \frac{621 - 14.745}{760 - 14.745} = 7.85 \text{ mg/l}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación inicial
 En Verano para $T_w = 23.19^\circ\text{C}$

$$N = (0.896)(3.0) \times \left[\frac{(0.96) \times (6.95) - 1.5}{9.17} \right] (1.024)^{(23.19-20)}$$

$$= 1.6352 \text{ lbO}_2/\text{HP}\cdot\text{hr}$$

$$= 0.7433 \text{ kgO}_2/\text{HP}\cdot\text{hr}$$

En Invierno para $T_w = 17.24^\circ\text{C}$

$$N = (0.896) \times (3.0) \times \left[\frac{(0.96) \times (7.85) - 1.5}{9.17} \right] (1.024)^{(17.24-20)}$$

$$= 1.6572 \text{ lbO}_2/\text{HP}\cdot\text{hr}$$

$$= 0.7533 \text{ kgO}_2/\text{HP}\cdot\text{hr}$$

Se consideran unos requerimientos de 1.5 KgO_2 por Kg de DBO_5 aplicada

$$\text{KgDBO}_5/\text{hr} = \text{Conc. inf.} \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \text{Gasto} \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \times 41.66 \times 10^{-6}$$

para el ejemplo es: $200 \times 1778 \times 41.66 \times 10^{-6}$

$$= 14.40 \text{ Kg DBO}_5/\text{hr}$$

por lo que los requerimientos de oxígeno serán

$$\text{KgO}_2/\text{hr} = 14.40 \times 1.5 = 21.60$$

La potencia requerida en verano (condición crítica) para satisfacer la demanda de oxígeno será de:

$$\text{HP} = \frac{21.60 \text{ KgO}_2/\text{hr}}{0.7433 \text{ KgO}_2/\text{HP} \times \text{hr}}$$
$$= 29.06 \text{ HP}$$

La potencia requerida para lograr una mezcla completa del líquido se recomienda con valores entre 1.76 y 3.52 HP/100 m³ (0.5 x 1.0 HP/1000 ft³) -- en el ejemplo se requerirán:

$$\text{con (1.76) HP} = \frac{1.76 \times 750.2 \times 3}{100} \quad \text{con (3.52) HP} = \frac{3.52 \times 750.2 \times 3}{100}$$
$$= 39.61 \text{ HP} \qquad \qquad \qquad = 79.22 \text{ HP}$$

Se recomienda la instalación de 3 aeradores de 5 HP para cada una de las tres lagunas, haciendo un total de 45 HP instalados en la planta de tratamiento.

Lagunas de maduración.

El principal objeto de las lagunas de maduración es producir un efluente de alta calidad. Con las lagunas de maduración no se intenta aliviar el trabajo de lagunas facultativas o de cualquier otro sistema o de reducir costo de operación.

El factor principal de diseño en las lagunas de maduración es el tiempo de retención necesario para disminuir el contenido bacteriano en las aguas tratadas. Igualmente se recomienda un tiempo de retención de 7-10 días, con una profundidad de 1 a 2 metros como máximo. Generalmente se diseñan como una serie de lagunas, cada una de ellas con tiempos de re-

tención de 1 a 3 días. En los cálculos de la tabla 5.6.5, se presentan co
mo una serie de tres lagunas con tiempos de retención de 2.5 días para ca-
da laguna.

El volumen se calcula como:

$$V = \text{tiempo de retención (días)} \times \text{gasto (m}^3/\text{día)}$$

$$= 2.5 \text{ días} \times \text{Gasto m}^3/\text{día}$$

Para disminuir costos, se coloca la laguna de maduración, formando
un bordo común a ésta y a las de aeración (Ver Figura Cuadro 5.6.5) por
lo que el ancho a nivel de la corona quedará fijo, igual al de las tres la-
gunas aeradas.

El ancho se calcula con la ecuación:

$$V = \left[(L \times W) + (L - 2sd)(W - 2sd) + 4(L - sd)(W - sd) \right] d / 6$$

que una vez sustituyendo los valores de tirante igual a 2 metros y de pen-
diente en bordos igual a 3, queda como:

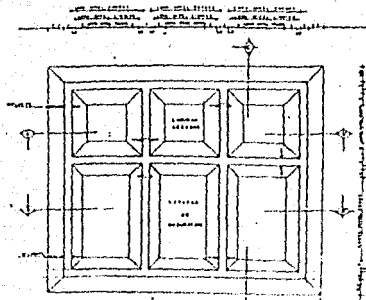
$$L = \frac{3 \times V + 36W - 288}{6W - 36}$$

en donde:

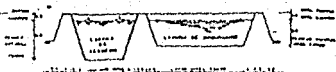
L : Largo a nivel del liquido, m

V : Volumen requerido por laguna, m³

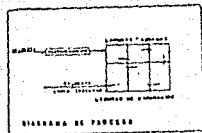
W : Ancho conocido, a nivel del liquido, m.



PLANTA



CORTE C-C'

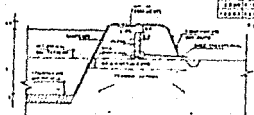


BORDO INTERIOR

LAGUNAS DE AERACION DIMENSIONES (en mm)

LAGUNA DE AERACION	LAGUNA DE AERACION	LAGUNA DE AERACION
1	2	3
4	5	6
7	8	9
10	11	12
13	14	15
16	17	18
19	20	21
22	23	24
25	26	27
28	29	30
31	32	33
34	35	36
37	38	39
40	41	42
43	44	45
46	47	48
49	50	51
52	53	54
55	56	57
58	59	60
61	62	63
64	65	66
67	68	69
70	71	72
73	74	75
76	77	78
79	80	81
82	83	84
85	86	87
88	89	90
91	92	93
94	95	96
97	98	99
100	101	102
103	104	105
106	107	108
109	110	111
112	113	114
115	116	117
118	119	120
121	122	123
124	125	126
127	128	129
130	131	132
133	134	135
136	137	138
139	140	141
142	143	144
145	146	147
148	149	150
151	152	153
154	155	156
157	158	159
160	161	162
163	164	165
166	167	168
169	170	171
172	173	174
175	176	177
178	179	180
181	182	183
184	185	186
187	188	189
190	191	192
193	194	195
196	197	198
199	200	201
202	203	204
205	206	207
208	209	210
211	212	213
214	215	216
217	218	219
220	221	222
223	224	225
226	227	228
229	230	231
232	233	234
235	236	237
238	239	240
241	242	243
244	245	246
247	248	249
250	251	252
253	254	255
256	257	258
259	260	261
262	263	264
265	266	267
268	269	270
271	272	273
274	275	276
277	278	279
280	281	282
283	284	285
286	287	288
289	290	291
292	293	294
295	296	297
298	299	300
301	302	303
304	305	306
307	308	309
310	311	312
313	314	315
316	317	318
319	320	321
322	323	324
325	326	327
328	329	330
331	332	333
334	335	336
337	338	339
340	341	342
343	344	345
346	347	348
349	350	351
352	353	354
355	356	357
358	359	360
361	362	363
364	365	366
367	368	369
370	371	372
373	374	375
376	377	378
379	380	381
382	383	384
385	386	387
388	389	390
391	392	393
394	395	396
397	398	399
400	401	402
403	404	405
406	407	408
409	410	411
412	413	414
415	416	417
418	419	420
421	422	423
424	425	426
427	428	429
430	431	432
433	434	435
436	437	438
439	440	441
442	443	444
445	446	447
448	449	450
451	452	453
454	455	456
457	458	459
460	461	462
463	464	465
466	467	468
469	470	471
472	473	474
475	476	477
478	479	480
481	482	483
484	485	486
487	488	489
490	491	492
493	494	495
496	497	498
499	500	501
502	503	504
505	506	507
508	509	510
511	512	513
514	515	516
517	518	519
520	521	522
523	524	525
526	527	528
529	530	531
532	533	534
535	536	537
538	539	540
541	542	543
544	545	546
547	548	549
550	551	552
553	554	555
556	557	558
559	560	561
562	563	564
565	566	567
568	569	570
571	572	573
574	575	576
577	578	579
580	581	582
583	584	585
586	587	588
589	590	591
592	593	594
595	596	597
598	599	600
601	602	603
604	605	606
607	608	609
610	611	612
613	614	615
616	617	618
619	620	621
622	623	624
625	626	627
628	629	630
631	632	633
634	635	636
637	638	639
640	641	642
643	644	645
646	647	648
649	650	651
652	653	654
655	656	657
658	659	660
661	662	663
664	665	666
667	668	669
670	671	672
673	674	675
676	677	678
679	680	681
682	683	684
685	686	687
688	689	690
691	692	693
694	695	696
697	698	699
700	701	702
703	704	705
706	707	708
709	710	711
712	713	714
715	716	717
718	719	720
721	722	723
724	725	726
727	728	729
730	731	732
733	734	735
736	737	738
739	740	741
742	743	744
745	746	747
748	749	750
751	752	753
754	755	756
757	758	759
760	761	762
763	764	765
766	767	768
769	770	771
772	773	774
775	776	777
778	779	780
781	782	783
784	785	786
787	788	789
790	791	792
793	794	795
796	797	798
799	800	801
802	803	804
805	806	807
808	809	810
811	812	813
814	815	816
817	818	819
820	821	822
823	824	825
826	827	828
829	830	831
832	833	834
835	836	837
838	839	840
841	842	843
844	845	846
847	848	849
850	851	852
853	854	855
856	857	858
859	860	861
862	863	864
865	866	867
868	869	870
871	872	873
874	875	876
877	878	879
880	881	882
883	884	885
886	887	888
889	890	891
892	893	894
895	896	897
898	899	900
901	902	903
904	905	906
907	908	909
910	911	912
913	914	915
916	917	918
919	920	921
922	923	924
925	926	927
928	929	930
931	932	933
934	935	936
937	938	939
940	941	942
943	944	945
946	947	948
949	950	951
952	953	954
955	956	957
958	959	960
961	962	963
964	965	966
967	968	969
970	971	972
973	974	975
976	977	978
979	980	981
982	983	984
985	986	987
988	989	990
991	992	993
994	995	996
997	998	999
1000	1001	1002

PARTE DE DIMENSIONES EN LÍNEAS



BORDO PERIMETRAL

TABLA 5.2.- PRESION DE VAPOR DE AGUA EN FUNCION
LA TEMPERATURA (mmHg) (REF. 11)

TABLA 5.1.- CONCENTRACION DE SATURACION DE OXIGENO
EN FUNCION DE LA TEMPERATURA °C (REF. 11)

°g/l	°C
5	12.75
6	17.43
7	12.12
8	11.83
9	11.55
10	11.27
11	11.01
12	10.76
13	10.52
14	10.29
15	10.07
16	9.85
17	9.64
18	9.45
19	9.26
20	9.08
21	8.91
22	8.72
23	8.56
24	8.40
25	8.24
26	8.09
27	7.95
28	7.81
29	7.67
30	7.54

°C	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1	0.35	0.36	0.37	0.38	0.39	0.40	0.41	0.42	0.43	0.44	0.45	0.46	0.47	0.48	0.49	0.50	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63	
2	0.40	0.41	0.42	0.43	0.44	0.45	0.46	0.47	0.48	0.49	0.50	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69
3	0.45	0.46	0.47	0.48	0.49	0.50	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74
4	0.50	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75	0.76	0.77	0.78	0.79
5	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75	0.76	0.77	0.78	0.79	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84
6	0.60	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75	0.76	0.77	0.78	0.79	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89
7	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75	0.76	0.77	0.78	0.79	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94
8	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75	0.76	0.77	0.78	0.79	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99
9	0.75	0.76	0.77	0.78	0.79	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04
10	0.80	0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09
11	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10	1.11	1.12	1.13	1.14
12	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10	1.11	1.12	1.13	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19
13	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10	1.11	1.12	1.13	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24
14	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10	1.11	1.12	1.13	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29
15	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10	1.11	1.12	1.13	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34
16	1.10	1.11	1.12	1.13	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.38	1.39
17	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.38	1.39	1.40	1.41	1.42	1.43	1.44
18	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.38	1.39	1.40	1.41	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.47	1.48	1.49
19	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.38	1.39	1.40	1.41	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.47	1.48	1.49	1.50	1.51	1.52	1.53	1.54
20	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.38	1.39	1.40	1.41	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.47	1.48	1.49	1.50	1.51	1.52	1.53	1.54	1.55	1.56	1.57	1.58	1.59
21	1.35	1.36	1.37	1.38	1.39	1.40	1.41	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.47	1.48	1.49	1.50	1.51	1.52	1.53	1.54	1.55	1.56	1.57	1.58	1.59	1.60	1.61	1.62	1.63	1.64
22	1.40	1.41	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.47	1.48	1.49	1.50	1.51	1.52	1.53	1.54	1.55	1.56	1.57	1.58	1.59	1.60	1.61	1.62	1.63	1.64	1.65	1.66	1.67	1.68	1.69
23	1.45	1.46	1.47	1.48	1.49	1.50	1.51	1.52	1.53	1.54	1.55	1.56	1.57	1.58	1.59	1.60	1.61	1.62	1.63	1.64	1.65	1.66	1.67	1.68	1.69	1.70	1.71	1.72	1.73	1.74
24	1.50	1.51	1.52	1.53	1.54	1.55	1.56	1.57	1.58	1.59	1.60	1.61	1.62	1.63	1.64	1.65	1.66	1.67	1.68	1.69	1.70	1.71	1.72	1.73	1.74	1.75	1.76	1.77	1.78	1.79
25	1.55	1.56	1.57	1.58	1.59	1.60	1.61	1.62	1.63	1.64	1.65	1.66	1.67	1.68	1.69	1.70	1.71	1.72	1.73	1.74	1.75	1.76	1.77	1.78	1.79	1.80	1.81	1.82	1.83	1.84
26	1.60	1.61	1.62	1.63	1.64	1.65	1.66	1.67	1.68	1.69	1.70	1.71	1.72	1.73	1.74	1.75	1.76	1.77	1.78	1.79	1.80	1.81	1.82	1.83	1.84	1.85	1.86	1.87	1.88	1.89
27	1.65	1.66	1.67	1.68	1.69	1.70	1.71	1.72	1.73	1.74	1.75	1.76	1.77	1.78	1.79	1.80	1.81	1.82	1.83	1.84	1.85	1.86	1.87	1.88	1.89	1.90	1.91	1.92	1.93	1.94
28	1.70	1.71	1.72	1.73	1.74	1.75	1.76	1.77	1.78	1.79	1.80	1.81	1.82	1.83	1.84	1.85	1.86	1.87	1.88	1.89	1.90	1.91	1.92	1.93	1.94	1.95	1.96	1.97	1.98	1.99
29	1.75	1.76	1.77	1.78	1.79	1.80	1.81	1.82	1.83	1.84	1.85	1.86	1.87	1.88	1.89	1.90	1.91	1.92	1.93	1.94	1.95	1.96	1.97	1.98	1.99	2.00	2.01	2.02	2.03	2.04
30	1.80	1.81	1.82	1.83	1.84	1.85	1.86	1.87	1.88	1.89	1.90	1.91	1.92	1.93	1.94	1.95	1.96	1.97	1.98	1.99	2.00	2.01	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09
31	1.85	1.86	1.87	1.88	1.89	1.90	1.91	1.92	1.93	1.94	1.95	1.96	1.97	1.98	1.99	2.00	2.01	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.10	2.11	2.12	2.13	2.14
32	1.90	1.91	1.92	1.93	1.94	1.95	1.96	1.97	1.98	1.99	2.00	2.01	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.10	2.11	2.12	2.13	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.19
33	1.95	1.96	1.97	1.98	1.99	2.00	2.01	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.10	2.11	2.12	2.13	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.19	2.20	2.21	2.22	2.23	2.24
34	2.00	2.01	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.10	2.11	2.12	2.13	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.19	2.20	2.21	2.22	2.23	2.24	2.25	2.26	2.27	2.28	2.29
35	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.10	2.11	2.12	2.13	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.19	2.20	2.21	2.22	2.23	2.24	2.25	2.26	2.27	2.28	2.29	2.30	2.31	2.32	2.33	2.34
36	2.10	2.11	2.12	2.13	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.19	2.20	2.21	2.22	2.23	2.24	2.25	2.26	2.27	2.28	2.29	2.30	2.31	2.32	2.33	2.34	2.35	2.36	2.37	2.38	2.39
37	2.15	2.16	2.17	2.18	2.19	2.20	2.21	2.22	2.23	2.24	2.25	2.26	2.27	2.28	2.29	2.30	2.31	2.32	2.33	2.34	2.35	2.36	2.37	2.38	2.39	2.40	2.41	2.42	2.43	2.44
38	2.20	2.21	2.22	2.23	2.24	2.25	2.26	2.27	2.28	2.29	2.30	2.31	2.32	2.33	2.34	2.35	2.36	2.37	2.38	2.39	2.40	2.41	2.42	2.43	2.44	2.45	2.46	2.47	2.48	2.49
39	2.25	2.26	2.27	2.28	2.29	2.30	2.31	2.32	2.33	2.34	2.35	2.36	2.37	2.38	2.39	2.40	2.41	2.42	2.43	2.44	2.45	2.46	2.47	2.48	2.49	2.50	2.51	2.52	2.53	2.54
40	2.30	2.31	2.32	2.33	2.34	2.35	2.36	2.37	2.38	2.39	2.40	2.41	2.42	2.43	2.44	2.45	2.46	2.47	2.48	2.49	2.50	2.51	2.52	2.53	2.54	2.55	2.56	2.57	2.58	2.59
41	2.35	2.36	2.37	2.38	2.39</																									

CUADRO 5.6.1.- CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LAGUNAS AERADAS EN MEZCLA COMPLETA

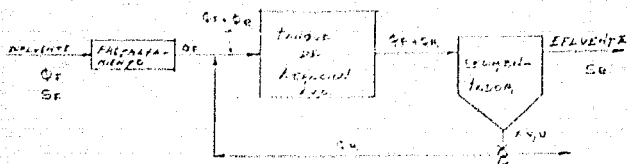
POBLACION	GASTO $\frac{m^3}{día}$	Nº DE LAGUNAS	CALCULO PRELIMINAR							
			T_w est. °C	k_c días ⁻¹	t días	t_1 días	V_1 m ³	A_1 m ²	T_{wca} °C	t (m)
2 500	432	3	17.7	2.0723	1.2768	0.4256	183.86	61.29	17.73	14.9
5 000	864	3	17.7	2.0723	1.2768	0.4256	367.72	122.57	17.73	18.8
7 500	1296	3	17.7	2.0723	1.2768	0.4256	540.09	180.03	17.73	21.3
10 000	1728	3	17.7	2.0723	1.2768	0.4256	713.44	245.15	17.73	23.77
15 000	2592	3	17.7	2.0723	1.2768	0.4256	1103.16	367.72	17.73	27.5
20 000	3456	3	17.7	2.0723	1.2768	0.4256	1470.87	490.29	17.73	30.5
30 000	5184	3	17.7	2.0723	1.2768	0.4256	2206.31	735.44	17.73	35.6
40 000	6912	3	17.7	2.0723	1.2768	0.4256	2941.75	980.58	17.73	39.9

CUADRO 5.6.2. CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO, SEGUNDO TIPO

POBLACION	Nº DE	CALCULO DEFINITIVO								
		t^2 m ²	T_w °C	k_c días ⁻¹	t días	t_1 días	V_1 m ²	t m	A_1 m ²	T_w °C
2 500	3	272.01	17.76	2.0825	1.2690	0.4230	182.74	14.87	219.63	17.10
5 000	3	353.44	17.61	2.0605	1.2825	0.4275	369.36	18.80	353.44	17.32
7 500	3	453.69	17.54	2.0454	1.2920	0.4307	546.56	21.46	460.53	17.39
10 000	3	565.00	17.44	2.0288	1.3024	0.4341	750.20	23.94	573.17	17.43
15 000	3	756.25	17.28	2.0025	1.3197	0.4389	1152.40	27.90	776.41	17.48
20 000	3	930.25	17.15	1.9811	1.3337	0.4446	1564.18	31.24	975.94	17.51
30 000	3	1267.36	16.93	1.9461	1.3519	0.4526	2346.28	36.48	1330.79	17.55
40 000	3	1592.01	16.74	1.9162	1.3791	0.4597	3177.45	41.13	1691.68	17.58

5.7.- Aeración extendida.

El esquema básico de estos sistemas es:



Son sistemas recomendables para plantas pequeñas, con una capacidad hasta de 4000 m³/día, equivalentes a una población de aproximadamente 25,000 habitantes.

1.- Ecuaciones de diseño.

Las ecuaciones básicas de diseño fueron tomadas de la publicación - "Introduction to wastewater treatment processes" de K.S. Remalho, 2da. Edición (Ref. 8 y 12) y estas son:

1. Tiempo de retención,

$$t = \frac{\beta \times Y}{k_d \times X_{v,a}} \left[\frac{S_f - S_e}{1 + r} \right]$$

en donde

- t : Tiempo de retención hidráulico, días
- β : Fracción de sólidos suspendidos volátiles producidos en el licor mezclado y biodegradables, se asume un valor de 0.77 para aguas domésticas.
- Y : Kg de SSV/M³kg de DBO₅ removida.
- k_d : Kg de SSV/M³días x Kg SSV/M en el tanque
- $X_{v,a}$: SSV en el tanque de aeración, mg/l

- S_f : DBO_5 influente, mg/l
 S_e : DBO_5 efluente, mg/l
 r : Relación de recirculación.

Para calcular la relación de recirculación,

$$r = \frac{X_{v,a} - (1 - \beta) Y (S_f - S_e)}{X_{v,u} - X_{v,a}}$$

en donde:

Las literales significan lo mismo que en la ecuación anterior, adicionalmente,

$X_{v,u}$: SSV en la descarga de lodos del sedimentador secundario, mg/l

Volumen del tanque de aeración

$$V = \frac{Q_f \times \beta \times Y \times (S_f - S_e)}{k_d \times X_{v,a}}$$

en donde:

De igual forma las literales ya fueron definidas, adicionalmente

Q_f : Gasto influente, m^3 , día.

Requerimientos de oxígeno,

$$R_o = \left[a (S_f - S_e) Q_f + b X_{v,a} V \right] / 1000$$

en donde:

a : $Kg O_2/Kg DBO_5$ removida, se estima un valor de 0.52

b : $Kg O_2/día \times Kg SSV/M$ en el tanque de aeración,
 0.106 días^{-1}

Relación F/M

$$F/M = S_F / X_{v,a} \cdot t$$

en donde:

t : Tiempo de retención, días.

2.- Parámetros de diseño y condiciones de operación.

Condiciones de operación

Relación alimento /microorganismos KgDBO ₅ /día x Kg SSVLM	0.10 - 0.25
Concentración de SSVLM en el tanque de aeración, mg/l	3500 - 5000
Eficiencia en reacción de DBO ₅ (%)	85 - 98
Producción de lodos, Kg/Kg de DBO ₅ removida	0.01
Requerimientos de oxígeno (como % de la DBO ₅ removida)	120
Tiempo de retención hidráulico, horas	15 - 36
Edad de lodos, días	20 - 60

Parámetros de diseño

Q _F : Caudal de diseño, variable para cada módulo, m ³ /día
S _F : Conc. DBO ₅ influente, mg/l, se estima en 260
S _e : Conc. DBO ₅ efluente, mg/l, se recomienda 30
X _{v,a} : Conc. SSV en el tanque de aeración, se recomienda 3500 mg/l
X _{v,u} : Conc. SSV en la recirculación, se estima, 10,000 mg/l
β : Fracción de sólidos biodegradables, 0.77
1-β : 0.23
Y : Kg SSVLM producidos/Kg DBO ₅ removida, se estima, 0.73
k _d : Kg SSVLM oxidados/día x Kg SSVLM en el tanque, 0.075 días ⁻¹
a : Kg O ₂ /Kg DBO ₅ removida, se estima, 0.52
b : Kg O ₂ /día x Kg SSVLM en el tanque de aeración, 0.106 días ⁻¹

3.- Procedimiento de cálculo.

Para ejemplificar este procedimiento se considera un población de - - 10,000 habitantes, con una generación de aguas residuales de 1,728 m³/día y una DBO₅ influente de 200 mg/l.

. Se calcula primero la relación de recirculación

$$r = \frac{3500 - (1-0.77) \times 0.73 \times (200 - 30)}{10,000 - 3,500}$$
$$= 0.534$$

esto significa que habrá que recircular el 53.4% del gasto influente.

. El tiempo de retención para la mezcla influente más recirculación es de:

$$E = \frac{0.77 \times 0.73}{0.075 \times 3500} \left(\frac{200 - 30}{1 + 0.534} \right)$$
$$E = 0.2373$$
$$= 5.70 \text{ hr}$$

el tiempo de retención hidráulico considerando únicamente el gasto influente será de:

$$E = 5.70 \times 1.534 = 8.74 \text{ hr}$$

. El volumen del tanque de aeración será:

$$V = E \times Q_r = 1728 \text{ m}^3/\text{día} \times 0.3642 \text{ días}$$
$$= 629.78 \text{ m}^3$$

Las dimensiones del tanque se calculan con tirante de 3.5 m y 0.5 de borde libre y una relación largo:ancho de aproximadamente 2:1. (Ver Cuadro 5.7.1)

• los requerimientos de oxígeno se calculan con la ecuación:

$$\begin{aligned}
 R_o &= \left| 0.52(200-30)(1728) + 0.106 \times 3500 \times 629.28 \right| / 1000 \\
 &= 386.22 \text{ KgO}_2/\text{día} \\
 &= 16.09 \text{ KgO}_2/\text{hr}
 \end{aligned}$$

• Checando la relación F/M obtenida

$$\begin{aligned}
 F/M &= S_f / X_v, \text{at} \\
 &= 200 / (3500 \times 0.3642) \\
 &= 0.157
 \end{aligned}$$

este valor se encuentra dentro del rango recomendado de 0.1 a 0.25, por lo que los cálculos se consideran correctos.

• La potencia, en los equipos de aeración, necesaria para suministrar el oxígeno requerido se calcula con la ecuación:

$$N = \alpha \cdot N_o \left[\frac{\beta C_{sw} - C_L}{C_s} \right]^0 (T_w - 20)$$

en donde:

N : Nivel de transferencia de oxígeno en las condiciones de la localidad, KgO₂/hp/hr

N_o : Nivel de transferencia de oxígeno dada por el proveedor de equipo en condiciones estándar (20°C y 760 mmHg); 1.364 KgO₂/hp/hr

α : 0.896

β : 0.96

C_{sw} : Concentración de saturación de oxígeno a la temperatura y altitud de la localidad.

- C_L : Residual de oxígeno deseado en el tanque de aeración = 1.5 mg/l
 C_s : Concentración de saturación de oxígeno en condiciones estándar = 9.17 mg/l
 θ : 1.024
 T_w : Temperatura del agua, °C en verano e invierno

.. La temperatura del agua se calcula con la ecuación:

$$T_w = \frac{A f T_a + Q T_i}{A f + Q}$$

en donde:

- T_w : Temperatura del agua en el tanque, °C
 T_a : Temperatura ambiente; se estiman 14°C en invierno y 24°C en verano
 T_i : Temperatura del agua influente, se estiman 18°C en invierno y 23°C en verano
 A : Área superficial del tanque, m²
 f : Factor de proporcionalidad = 0.5
 Q : Flujo de aguas residuales, m³/día
 A : Volumen del tanque/3.5 m. como profundidad.

en verano

$$\begin{aligned}
 T_w &= \frac{179.79 \times 0.5 \times 24 + 1728 \times 23}{179.79 \times 0.5 + 1728} \\
 &= 23.05 \text{ °C}
 \end{aligned}$$

en invierno

$$\begin{aligned}
 T_w &= \frac{179.79 \times 0.5 \times 14 + 1728 \times 18}{179.79 \times 0.5 + 1728} \\
 &= 17.80 \text{ °C}
 \end{aligned}$$

.. La concentración de saturación de oxígeno a la temperatura y presión barométrica de la localidad se calcula como sigue:

Se toma el valor de C_s para la temperatura dada (Tabla 5.1 , anexa)

$$C_s \left| \begin{array}{l} 760 \text{ mmHg} \\ 23.05^\circ\text{C} \end{array} \right. = 8.54 \text{ mg/l}$$

$$C_s \left| \begin{array}{l} 760 \text{ mmHg} \\ 17.8^\circ\text{C} \end{array} \right. = 9.55 \text{ mg/l}$$

Estos valores se pueden considerar en forma aproximada, como valores medios

Para calcular C_s a la presión barométrica de la localidad se usa la ecuación:

$$C_s = C_s \frac{P - p}{760 - P}$$

en donde:

P : Presión barométrica en la localidad, se consideran 621 mmHg como valor medio

p : Presión de vapor de agua a la temperatura de operación. (Ver Tabla 5.2)

$$P_{23.05^\circ\text{C}} = 19.884 \text{ mmHg}$$

$$P_{17.8^\circ\text{C}} = 15.284 \text{ mmHg}$$

$$C_{sw} \left| \begin{array}{l} 621 \text{ mmHg} \\ 23.05^\circ\text{C} \end{array} \right. = 8.54 \frac{621 - 19.884}{760 - 19.884} = 6.93 \text{ mg/l}$$

$$C_{sw} \left| \begin{array}{l} 621 \text{ mmHg} \\ 17.8^\circ\text{C} \end{array} \right. = 9.55 \frac{621 - 15.284}{760 - 15.284} = 7.77 \text{ mg/l}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación base

En verano

$$N_b = N \left[0.896 \left(\frac{6.93 \times 0.96 - 1.5}{9.17} \right) \right] \times 1.024^{(23.1-20)}$$

$$= 0.5419 N$$

En invierno

$$N_a = N \left[0.896 \left(\frac{7.77 \times 0.96 - 1.5}{9.17} \right) \right] \times 1.024^{(17.8-20)}$$

$$= 0.5527 N$$

El valor de N estará dado por el proveedor de equipo, se considera - - aceptable un valor de 1.364 $EgO_2/hp/hr$

Para las condiciones de operación la tasa específica de transferencia - de oxígeno será de:

En verano	$N_a = 0.739$	$EgO_2/hp/hr$
En invierno	$N_a = 0.754$	$EgO_2/hp/hr$

Para el ejemplo se necesitan: (se emplea el valor en verano)

$$HP = R_o/N_a$$

$$= 16.09/0.739$$

$$= 21.8 \text{ HP}$$

El nivel de potencia para mezclador se obtiene dividiendo los HP entre - el volumen del tanque de aereación.

$$\frac{21.8 \text{ HP}}{629.28 \text{ m}^3} = 3.46 \text{ HP}/100 \text{ m}^3$$

Los valores recomendados están entre 1.76 y 3.52 $HP/100 \text{ m}^3$ por lo que - serán suficientes 20 HP para mantener los sólidos en suspensión.

. Cálculo del sedimentador secundario.

Los parámetros que definen el dimensionamiento de estas unidades - son:

Carga superficial: expresada como $m^3/m^2/día$, para aeración extendida se recomiendan valores entre 15 y $25 m^3/m^2/día$

Tiempo de retención: se recomiendan valores entre 3 y 3.5 horas.

Se proponen sedimentadores secundarios circulares con tracción periférica.

.. Primero se calcula el área superficial del sedimentador.

$$\text{Area} = \frac{\text{Gasto } \frac{m^3}{día}}{\text{Carga superficial } \frac{m^3}{m^2/día}}$$
$$= \frac{1728}{20} = 86.4 m^2$$

.. El diámetro será de:

$$D = \left(\frac{4 \times \text{área}}{\pi} \right)^{1/2}$$
$$= \left(\frac{4 \times 86.4}{\pi} \right)^{1/2} = 10.49 \approx 10.5 m$$

.. El volumen será igual a:

$$V = \text{Tiempo de retención (días)} \times \text{gasto } \frac{m^3}{día}$$
$$V = (3.0/24)(1728)$$
$$= 216 m^3$$

.. El tirante medio o profundidad a nivel del agua será de:

$$\text{Prof.} = \frac{216 \text{ m}^3}{72} = 2.5 \text{ m a nivel del agua}$$

el fondo tendrá una pendiente hacia el centro del 8%, por lo que la -- profundidad del tanque en la pared y el centro, considerando un bordo libre de 0.3 m., será de:

$$\begin{aligned} \text{Prof. min} &= 2.50 - 0.08 \times 10.5/4 + 0.3 \\ &= 2.60 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Prof. máx} &= 2.50 + 0.08 \times 10.5/4 + 0.3 \\ &= 3.00 \text{ m} \end{aligned}$$

Para el cálculo de la geometría del cárcamo de recirculación se empleó la siguiente fórmula desarrollada por (SEDUE)

$$V = \frac{Q \times T \times 60}{4}$$

donde:

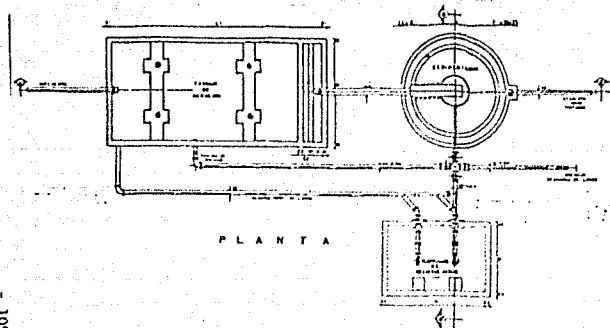
V = Volumen del cárcamo (m^3)

Q = Gasto de diseño (m^3/seg)

T = tiempo de retención en minutos (20)

60 = Factor de conversión de minutos a segundos

para el caso en que el volumen requerido del cárcamo sea menor a 4 m^3 se -- considerarán las dimensiones mínimas por colocación para un mínimo de dos equipos que eviten su interferencia, siendo estas de $2.00 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$.



PLANTA

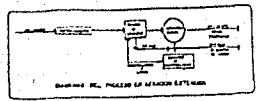
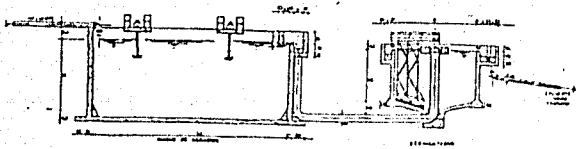


Diagrama de proceso de retorno de lodos

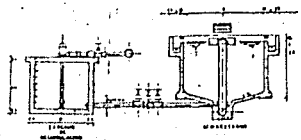
SISTEMA EN ALTERNAN EXTENDIDA: DIMENSIONES (M)

ITEM	DESCRIPCION	VALOR
1	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
2	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
3	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
4	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
5	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
6	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
7	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
8	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
9	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
10	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
11	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
12	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
13	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
14	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
15	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
16	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
17	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
18	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
19	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
20	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
21	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
22	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
23	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
24	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
25	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
26	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
27	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
28	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
29	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
30	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
31	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
32	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
33	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
34	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
35	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
36	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
37	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
38	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
39	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
40	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
41	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
42	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
43	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
44	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
45	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
46	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
47	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
48	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
49	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00
50	ANCHO DE TANQUE DE AERACION	12.00

- 105 -



CORTE A-A



CORTE B-B

PLANO 5.8
AERACION EXTENDIDA

CUADRO 5.7.1.- CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE UNA PLANTA CON PROCESO EN AERACION EXTENDIDA

POBLACION Hab.	COSTO m ³ /día	RECIRCULAC %	TIEMPO DE RETENCION hr	VOLUMEN DEL TANQ. AER. m ³	REQUERIMIENTOS DE O ₂ KgO ₂ /hr	RELACION f/m	DIMENSIONES DEL TANQUE			
							(m) Prof.	(m ²) Superf.	(m) Ancho	(m) Largo
2500	437	0.578	21.07	379.26	9.70	0.143	4.0	108.36	7.0	15.0
5000	864	0.578	21.07	758.52	19.40	0.143	4.0	216.72	10.5	20.5
7500	1295	0.578	21.07	1137.78	29.10	0.143	4.0	325.08	13.0	25.0
10000	1728	0.578	21.07	1517.04	38.80	0.143	4.0	433.44	15.0	29.0
15000	2592	0.578	21.07	2275.56	58.20	0.143	4.0	650.16	18.0	36.0
20000	3456	0.578	21.07	3034.08	77.60	0.143	4.0	866.88	21.0	41.0
30000	5184	0.578	21.07	4551.12	116.40	0.143	Dos unidades de (15,000)			
40000	6912	0.578	21.07	6068.16	155.20	0.143	Dos unidades de (70,000)			

CUADRO 5.7.2.- NECESIDADES DE EQUIPO DE AERACION

POBLACION Hab.	AREA m ²	VOLUMEN m ³	TEMP. AGUA lw °C	C _{sw} mg/l	N = Año A	POSIENCIA (HP)		EQUIPO PROPUESTO
						Origenación	Mezcla necesidades sin rec.	
2 500	105.00	367.50	23.11	6.93	0.5419	13.12	6.43	3 aeradores de 5 HP c/u = 15 HP
5 000	215.25	735.37	23.11	6.93	0.5419	26.25	12.88	5 aeradores de 5 HP c/u = 25 HP
7 500	325.00	1137.56	23.11	6.93	0.5419	39.37	19.91	4 aeradores de 10 HP c/u = 40 HP
10 000	435.00	1522.50	23.11	6.93	0.5419	52.49	26.64	5 aeradores de 10 HP c/u = 50 HP
15 000	652.50	2268.00	23.11	6.93	0.5419	78.74	35.09	4 aeradores de 20 HP c/u = 80 HP
20 000	861.00	3013.50	23.11	6.93	0.5419	104.98	52.74	5 aeradores de 20 HP c/u = 100 HP
30 000	1295.00	4536.00	23.11	6.93	0.5419	157.48	79.38	8 aeradores de 20 HP c/u = 160 HP
40 000	1722.00	6027.00	23.11	6.93	0.5419	209.98	105.47	10 aeradores de 20 HP c/u = 200 HP

CUADRO 5.7.3.- CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO EN EL PROCESO DE AERACION EXTENDIDA

(Carga superficial = $20 \text{ m}^3/\text{día}$, tiempo de retención = 3.0 h)

POBLACION	GASTO $\text{m}^3/\text{día}$	AREA m^2	DIAMETRO m	VOLUMEN m^3	HOROS LITRO h	PENDIENTE Fondo %	PROFUNDIDAD (m)		
							en las paredes	en las paredes	en el centro
2 500	432	21.60	5.75	54.00	0.30	B	2.80	2.70	2.90
5 000	864	43.20	7.50	108.00	0.30	B	2.75	2.60	2.90
7 500	1296	64.80	9.00	162.00	0.30	B	2.85	2.67	3.03
10 000	1728	86.40	10.50	216.00	0.30	B	2.80	2.60	3.00
15 000	2592	129.60	12.80	324.00	0.30	B	2.82	2.56	3.08
20 000	3456	172.80	14.80	432.00	0.30	B	2.81	2.51	3.11
30 000	5184						Se recomiendan dos unidades de 15,000 hab.		
40 000	6912						Se recomiendan dos unidades de 20,000 hab.		

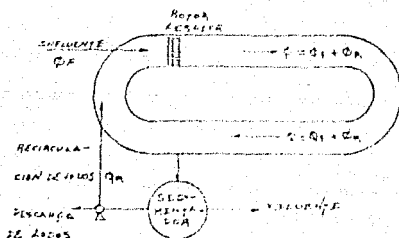
- 107 -

CUADRO 5.7.4.- CALCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA PARA RECIRCULACION DE Lodos

POBLACION	GASTO EN LA RECIRC. l/seg.	Ø DE INFLUENTE "	CARGA			POTENCIA HP	# DE ALIMENTACION DE Lodos	# EFICIENTE "
			L	A	H			
2 500	7.64	6	2.0	1.5	1.5	3	5	4
5 000	5.28	6	2.0	1.5	1.5	3	6	4
7 500	7.92	6	2.0	1.5	1.5	3	6	6
10 000	10.56	8	2.0	1.5	1.5	3	6	6
15 000	15.84	10	2.5	1.5	1.5	3	6	8
20 000	21.12	10	3.0	1.5	1.5	5	6	10
30 000	31.68	10	3.5	2.0	1.5	7.5	6	10
40 000	42.24	10	4.0	2.5	1.5	7.5	6	12

5.8.- Zanjas de oxidación.

Es un sistema variante del proceso en aeración extendida, el esquema básico es como sigue:



1.- Ecuaciones de diseño.

Las ecuaciones básicas de diseño y el procedimiento de cálculo fueron tomadas de la publicación "Wastewater systems engineering", de Homer W. Parker. (Ref. 13,14,15.). Las ecuaciones son:

• Volumen de la zanja,

$$V > 2.095 \text{ m}^3 \times \text{Kg DBO}_5/\text{día}$$

se considera un tirante de agua entre 1.5 y 1.8 metros, por lo que el área superficial será de $A = V/1.5$ en forma aproximada ya que se considera a la zanja con paredes rectas.

• Transferencia de oxígeno.

Al igual que en los casos anteriores, la ecuación básica de diseño -

es:

$$A = \propto \left[\frac{\beta C_{sw} - C_L}{C_s} \right]^{(1w-20)}$$

y

$$I_w = \frac{AfT_a + QTf}{Af + Q}$$

Requerimientos de oxígeno.

$$R_o = \frac{1.4 \times E_q \text{DBO}_5/\text{día}}{A \times 24 \text{ hr/día}}, \text{ KgO}_2/\text{hr}$$

$$\text{KgDBO}_5/\text{día} = \text{Conc. DBO}_5 \text{ mg/l} \times \text{gasto m}^3/\text{día}/1000$$

Dimensiones del rotor.

.. Para suministrar el oxígeno requerido se selecciona un valor de transferencia de oxígeno entre 2.0 y 3.5 lbO_2 por hora y por pie de rotor (véase en la información de la figura 5.1

$$\text{lbO}_2\text{-h} ; \text{valor de la figura 5.1} = \text{ft de rotor}$$

$$1 \text{ lb} = 2.2 \text{ kg}$$

$$1 \text{ ft} = 0.305 \text{ m}$$

.. Para mantener una velocidad del agua en la zanja como mínimo de 0.305 m/s (evitando la sedimentación de lodos) se requieren:

para un rotor de 27 1/2 in, un máximo de 13000 gal por ft de rotor, equivalente a 150 m^3 de agua por metro lineal de rotor.

.. Conocida la dimensión del rotor, en la figura 5.1 se selecciona el grado de succión y la velocidad de giro para suministrar el oxígeno requerido.

En esta misma gráfica se encuentra la potencia necesaria: $38 \times 1.3421 \text{ hp}$.

. Dimensiones de la zanja.

Considerando la siguiente sección transversal



$$\text{Sección transversal} = H^2 + H \times F$$

Volumen en las partes curvas de la zanja

$$V_1 = \text{Sección transversal} \times \text{circunferencia}$$

Volumen total requerido	V_T	m^3
Volumen en partes curvas	V_1	m^3
Volumen en la parte recta	V_2	m^3

$$V_2 = V_T - V_1$$

$$\text{Largo del canal recto} = \frac{V_2}{\text{sección transversal} \times 2}$$

. Sedimentador secundario

$$\text{Area superficial} = \frac{\text{Gasto}}{\text{Carga superficial}}$$

Se recomienda una carga superficial de $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$

$$\text{Volumen} = \text{Gasto} \times \text{tiempo de retención}$$

Se recomienda un tiempo de retención de 3.0 hr.

. Recirculación de lodos

$$r = \frac{X_{v,a} - (1-\theta) Y (S_p - S_e)}{X_{v,u} - X_{v,a}}$$

$\theta = 0.77$ para aguas domésticas

$Y = 0.73$ para aguas domésticas

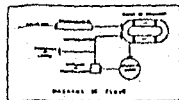
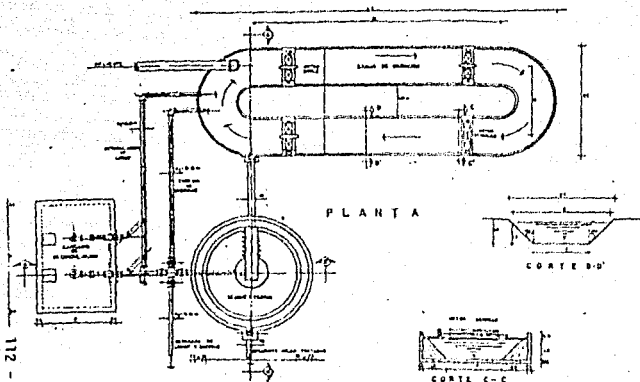
$X_{v,a} = 3,500$ mg/l

$X_{v,u} = 10,000$ mg/l

. Descarga de lodos

Se estima un valor de 0.5 a 0.7 l/hab/día

Los cálculos para el sedimentador secundario y el cárcamo de recirculación son los mismos que para aforación extendida presentados en el inciso anterior.



SISTEMA ZANJAS DE OXIDACION DIMENSIONES (m)

Modelo	Longitud	Ancho	Alto	Capacidad	Velocidad	Consumo	Forma de Motor
1000	10.0	2.0	1.5	1000	1.0	1.0	1.0
1500	15.0	3.0	2.0	1500	1.5	1.5	1.5
2000	20.0	4.0	2.5	2000	2.0	2.0	2.0
2500	25.0	5.0	3.0	2500	2.5	2.5	2.5
3000	30.0	6.0	3.5	3000	3.0	3.0	3.0
3500	35.0	7.0	4.0	3500	3.5	3.5	3.5
4000	40.0	8.0	4.5	4000	4.0	4.0	4.0
4500	45.0	9.0	5.0	4500	4.5	4.5	4.5
5000	50.0	10.0	5.5	5000	5.0	5.0	5.0
5500	55.0	11.0	6.0	5500	5.5	5.5	5.5
6000	60.0	12.0	6.5	6000	6.0	6.0	6.0
6500	65.0	13.0	7.0	6500	6.5	6.5	6.5
7000	70.0	14.0	7.5	7000	7.0	7.0	7.0
7500	75.0	15.0	8.0	7500	7.5	7.5	7.5
8000	80.0	16.0	8.5	8000	8.0	8.0	8.0
8500	85.0	17.0	9.0	8500	8.5	8.5	8.5
9000	90.0	18.0	9.5	9000	9.0	9.0	9.0
9500	95.0	19.0	10.0	9500	9.5	9.5	9.5
10000	100.0	20.0	10.5	10000	10.0	10.0	10.0

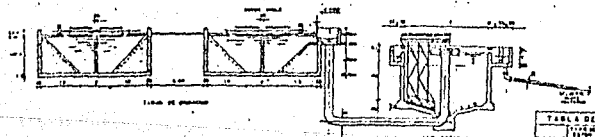
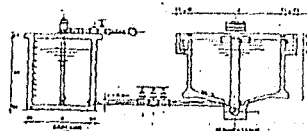
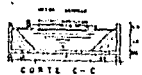


TABLA DE ROTORES Y BOMBAS

Modelo	Longitud	Ancho	Alto	Capacidad	Velocidad	Consumo	Forma de Motor
1000	10.0	2.0	1.5	1000	1.0	1.0	1.0
1500	15.0	3.0	2.0	1500	1.5	1.5	1.5
2000	20.0	4.0	2.5	2000	2.0	2.0	2.0
2500	25.0	5.0	3.0	2500	2.5	2.5	2.5
3000	30.0	6.0	3.5	3000	3.0	3.0	3.0
3500	35.0	7.0	4.0	3500	3.5	3.5	3.5
4000	40.0	8.0	4.5	4000	4.0	4.0	4.0
4500	45.0	9.0	5.0	4500	4.5	4.5	4.5
5000	50.0	10.0	5.5	5000	5.0	5.0	5.0
5500	55.0	11.0	6.0	5500	5.5	5.5	5.5
6000	60.0	12.0	6.5	6000	6.0	6.0	6.0
6500	65.0	13.0	7.0	6500	6.5	6.5	6.5
7000	70.0	14.0	7.5	7000	7.0	7.0	7.0
7500	75.0	15.0	8.0	7500	7.5	7.5	7.5
8000	80.0	16.0	8.5	8000	8.0	8.0	8.0
8500	85.0	17.0	9.0	8500	8.5	8.5	8.5
9000	90.0	18.0	9.5	9000	9.0	9.0	9.0
9500	95.0	19.0	10.0	9500	9.5	9.5	9.5
10000	100.0	20.0	10.5	10000	10.0	10.0	10.0

PLANO S.9
ZANJAS DE OXIDACION

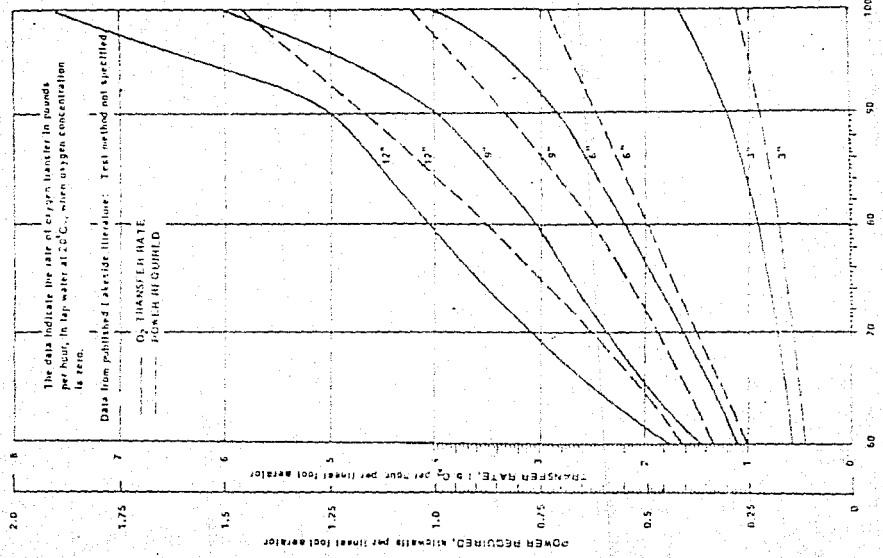


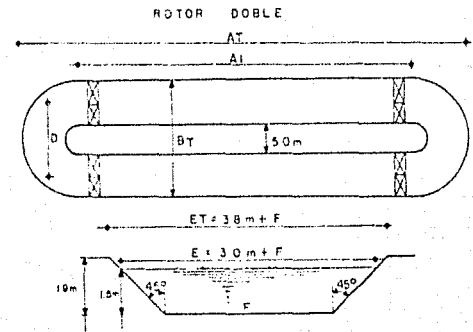
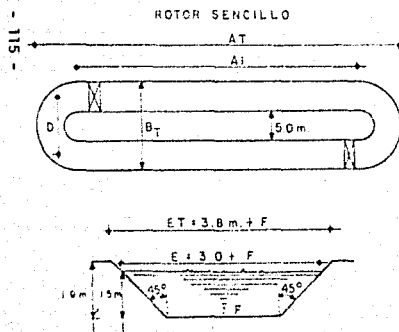
Figure 5.1 Lake-side Cage and Mini-Bagna aerator characteristics.

CUADRO 5.8.1.- CALCULO Y DIMENSIONES DE ZANJAS DE OXIDACION

POBLACION	GASTO m ³ /día	CARGA OBO ₅ Kg/día	VOLUMEN m ³	AREA PRELIMINAR m ²	TEMP. AGUA T _w °C	C _{sw} mg/l	FACTOR A	REQUERIMIENTOS DE O ₂	
								KgO ₂ /hr	lbO ₂ /hr
2 500	432	190.08	398.22	265.48	23.23	6.92	0.5426	20.43	44.96
5 000	864	380.16	796.43	530.95	23.23	6.92	0.5426	40.87	89.91
7 500	1296	570.24	1194.65	796.43	23.23	6.92	0.5426	61.30	134.87
10 000	1728	760.32	1592.87	1061.91	23.23	6.92	0.5426	81.74	179.83
15 000	2592	1140.48	2361.31	1592.87	23.23	6.92	0.5426	122.61	269.74
20 000	3456	1520.64	3165.74	2123.83	23.23	6.92	0.5426	163.48	359.65
30 000	5184	2280.96	4778.61	3185.74	23.23	6.92	0.5426	245.22	539.48
40 000	6912	3041.28	6371.48	4247.65	23.23	6.92	0.5426	326.95	719.31

CUADRO 5.0.2.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZANJA

POBLACION	VOL. DEL LIQUIDO $\frac{m^3}{Yr}$	TIPO ROTOR	F	E	SECCION m^2	$D=5.8 + E$	πD	LONG. TOTAL $\frac{V_r}{\text{sección}} \frac{L_r}{L_r}$	LONG. RECTA $(L_r - \pi D)/2$	A_T	D_T
										$A_T + D$	$2E + 6.6$
2 500	398.22	sencillo	2.5	5.5	6.0	11.3	35.50	66.37	15.4	26.7	12.1
5 000	796.43	sencillo	3.5	6.5	7.5	12.3	38.64	106.19	33.7	46.0	19.6
7 500	1194.63	sencillo	4.5	7.5	9.0	13.3	41.78	132.74	45.5	58.8	21.6
10 000	1592.87	doble	6.5	9.5	12.0	15.3	48.07	137.74	47.3	57.6	25.8
15 000	2389.31	doble	8.5	11.5	15.0	17.3	54.35	159.29	52.5	69.8	29.6
20 000	3185.74	doble	10.5	13.5	18.0	19.3	60.63	176.98	58.2	77.5	33.6
30 000	4778.61	dos unidades de 15,000									
40 000	6371.48	dos unidades de 20,000									



Sección transversal a nivel del liquido = $2.21 + 1.5 F$

CUADRO 5.8.3.- CARACTERISTICAS DEL EQUIPO PARA AFRACION EN ZANJAS DE OXIDACION

POBLACION	Req. de O ₂ LB0 ₂ /hr Cuadro 6.8.1. (1)	EQUIPO ROTORES				Trans. de O ₂ lb0 ₂ /hr/ft (1) ÷ (5) (6)	Inmers. in Fig. 6.1 (7)	Vel. Giro r.p.m. Fig. 6.1 (8)	Con- sumo kw /ft Fig. 6.1 (9)	POTENCIA			
		Nº	Tipo	Largo por rot. (w) (4)	Largo total (ft) (2) x (3) x (4) ÷ 0.305 (5)					HP req. (9) x (5) x 1.3450.95 (10)	Nº Rotores (2) x (3) (11)	HP por rotor (10) ÷ (11) comercial (12)	Hp total instalado (12) x (11) (13)
2 500	44.96	2	sen.	2.5	16.39	2.74	6"	89	0.60	13.87	2	7.5	15
5 000	89.91	2	sen.	3.5	22.95	3.77	9"	90	0.82	26.54	2	15.0	30
7 500	134.87	4	sen.	4.0	52.46	2.51	6"	85	0.55	40.63	4	10.0	40
10 000	179.83	4	doble	3.0	78.69	2.29	6"	82	0.57	57.72	8	7.5	60
15 000	269.74	4	doble	4.0	104.92	2.57	6"	86	0.55	81.39	8	10.0	80
20 000	359.65	4	doble	5.0	131.15	2.74	6"	89	0.60	110.99	8	15.0	120
30 000	539.48	Dos unidades para 15 000 habitantes											
40 000	719.31	Oms unidades para 20 000 habitantes											

CUADRO 5.8.4.- SEDIMENTADOR SECUNDARIO PARA ZANJAS DE OXIDACION
(CARGA SUPERFICIAL $C_s = 20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$; Tiempo de retención $t_r = 3.0 \text{ hr}$)

POBLACION	GASTO $\text{m}^3/\text{día}$	AREA (m^2)	DIAMETRO " (3)	VOLUMEN m^3	BORDO LIBRE " (5)	PENDIENTE EN EL FONDO % (6)	PROFUNDIDAD		
							Medio " (7)	Paredes " (8)	Centro " (9)
POBLACION	(1)	(2)	$(4) = (2)/\pi^{1/2}$	$(1) \cdot t_r / 24$			$(4) - (7) + (5)$	$(7) - (6)(3)/4$	$(7) + (6)(3)/4$
2 500	432	21.60	5.25	54.0	0.3	8	2.80	2.70	2.90
5 000	864	43.20	7.50	108.0	0.3	8	2.75	2.60	2.90
7 500	1296	64.80	9.00	162.0	0.3	8	2.85	2.67	3.03
10 000	1728	86.40	10.50	216.0	0.3	8	2.80	2.60	3.00
15 000	2592	129.60	12.80	324.0	0.3	8	2.82	2.56	3.08
20 000	3456	172.80	14.80	432.0	0.3	8	2.81	2.51	3.11
30 000	5184	Se recomiendan dos unidades de 15,000 habitantes							
40 000	6912	Se recomiendan dos unidades de 20,000 habitantes							

117

CUADRO 5.8.5.- SISTEMA PARA RECIRCULACION DE Lodos

POBLACION	GASTO EN LA RECIRC. l/seg.	# DE INFLUENTE "	CARCANO			POTENCIA HP	# DE ALIMENTACION DE Lodos	# EFLUENTE "
			L	A	H			
2 500	2.64	6	2.0	1.5	1.5	3	6	4
5 000	5.28	6	2.0	1.5	1.5	3	6	4
7 500	7.92	6	2.0	1.5	1.5	3	6	6
10 000	10.56	8	2.0	1.5	1.5	3	6	6
15 000	15.84	10	2.5	1.5	1.5	3	6	8
20 000	21.12	10	3.0	1.5	1.5	5	6	10
30 000	31.68	10	3.5	2.0	1.5	7.5	6	10
40 000	42.24	10	4.0	2.5	1.5	7.5	6	12

CAPITULO 6

OPERACION Y MANTENIMIENTO

Este capítulo tiene como finalidad proporcionar una idea general de los conceptos de operación y mantenimiento involucrados en cada uno de los sistemas de tratamiento propuestos.

Se pretende que el conocimiento de las necesidades de operación y mantenimiento para cada sistema, sea una variable más en la toma de decisiones para definir la mejor alternativa en cada caso en particular.

6.1.- Pretratamiento.

Como ya se mencionó en capítulos anteriores, éste consta de tres unidades; el canal de rejías, desarenador, control y medición de flujo.

Siendo este el punto de entrada a una planta de tratamiento, es aquí donde se tomarán las muestras y harán las mediciones necesarias para caracterizar las aguas residuales que entran a la planta. Las mediciones y determinaciones analíticas estarán definidas por cada proceso en particular.

No cuenta con equipos o elementos mecánicos y su operación se refiere básicamente a retirar los materiales retenidos tanto en las rejillas como en el desarenador y a llevar un registro del gasto influente a la planta.

Es necesario retirar con la mayor frecuencia posible el material retenido en las rejillas, se plantea como mínimo una frecuencia de cada 3 horas durante el día, este material se depositará en contenedores para posteriormente enterrarlo o transportarlo al relleno sanitario de la localidad.

El desarenador está diseñado para almacenar arenas por un tiempo de una semana, sin embargo, esto dependerá de cada caso en particular. Por operación el diseño contempla dos unidades, cada una de ellas para manejar el gasto total, de manera que mientras una esté en operación la otra esté en limpieza y así sucesivamente. Aún cuando las arenas depositadas son material inerte, será necesario destinar un sitio adecuado para su disposición.

El registro del caudal influente es importante ya que permite conocer las variaciones del gasto horario, diario y estacional, información que permitirá conocer el comportamiento de la planta ante fluctuaciones en el gasto de entrada y prever el tiempo en el cual se alcance el gasto máximo que puede tratar la planta y sus necesidades de ampliación.

Aún cuando los vertedores proporcionales son dispositivos de auto-limpieza es necesario revisarlos cada vez que se retire el material de las rejillas (cada 3 ho

ras) para constatar que no exista material obstruyéndolas o en su caso retirarlo.

No es necesario personal específico para estas unidades, estas operaciones serán efectuadas por el mismo personal requerido en las etapas subsiguientes de tratamiento.

6.2.- Fosas sépticas.

Una de las mayores ventajas de estos dispositivos es que no tienen partes móviles y que prácticamente no requieren de operación y el mantenimiento es mínimo. Lo único es inspeccionarlos como mínimo una vez al año y efectuar la extracción de lodos cuando la fosa se encuentre saturada.

Durante la inspección se deberán observar los dispositivos de entrada y salida, retirando los materiales que puedan provocar obstrucciones. Asimismo, se deberán medir la profundidad de los lodos y el espesor de las natas, esto en la zona de salida del efluente. La fosa deberá ser limpiada (extrayendo su contenido -- por bombeo) cuando: a).- la nata se encuentre a 10 cm. de la parte inferior del tubo de salida.

Se debe de tener mucho cuidado en estas visitas de inspección y en su caso durante la extracción de lodos, esto debido a la posible acumulación de gases -- tóxicos dentro de la fosa. Se deberán tomar todas las precauciones posibles, y no introducirse al tanque sin una fuente de suministro de aire y ropas adecuadas.

Por lo que respecta a los filtros intermitentes de arena, estos están diseñados para operar por sí mismos. Sólo requieren de una inspección mensual para -- chequear el funcionamiento hidráulico del sistema. Cada tres meses se deberá remover (no quitar) la capa superior del medio (10 cm.). Cuando el tapotamiento del medio sea mayor a 30 cm. de profundidad, se deberá reemplazar una capa de 10 a 15 cm.

6.3.- Tanques Imhoff.

Como ya se mencionó anteriormente, estos sistemas tienen como finalidad la

remoción de sólidos suspendidos y su digestión. La sedimentación se lleva al cabo en canales colocados en la parte superior del tanque y la digestión en un compartimiento inferior. Se plantean dos opciones para la disposición de los lodos digeridos: - - a).- Su extracción por tubería y conducción a lechos de secado, de donde serán retirados en forma sólida; o b).- Su extracción por tubería y manejo en forma líquida para su disposición en rellenos sanitarios, transportándolos en pipa.

Los principales conceptos de operación y mantenimiento del sistema son:

- . Los correspondientes a pretratamiento.
- . Remoción diaria de grasas, espumas y sólidos flotantes del compartimiento de sedimentación.
- . Raspar semanalmente las paredes inclinadas de la cámara de sedimentación (con una rasqueta de hule) para remover sólidos adheridos que puedan descomponerse.
- . Limpieza semanal de la ranura que comunica a la cámara de sedimentación con la de digestión.
- . Control de espumas en la cámara o compartimiento de espumas, de ser posible mediante su rompimiento con agua a presión o en caso dado, remover los cuando su acumulación sea entre 0.6 y 0.9 m.
- . La remoción de lodos de la cámara de digestión deberá hacerse cuando el nivel de lodos llegue a una altura de 0.5 m. por abajo de la ranura del compartimiento de sedimentación.
- . Después de cada extracción de lodos digeridos, se deberá de tener cuidado de lavar las tuberías con aguas residuales, para evitar que queden cargadas con lodos y estos ocasionen su taponamiento.

En general y debido a que estos sistemas no requieren de dispositivos mecánicos, su operación y mantenimiento son relativamente sencillos. Se estima que se requiere de una persona en turno de 8 horas por cada 10,000 habitantes laborando de lunes a viernes y 4 horas los sábados.

6.4.- Sedimentadores primarios.

Es un sistema similar al anterior, en este caso sí se requiere de equipo -

mecánico para mover la unidad de rastras que concentra los lodos en el centro del tanque (en una tolva), de donde serán extraídos. Este mecanismo también colecta las grasas y material flotante, depositándolos en una charola de donde serán removidos.

Una diferencia importante entre estos y los tanque Imhoff es que en los sedimentadores simples o primarios el lodo es crudo (no está digerido) y por consiguiente es susceptible de putrefacción con malos olores y de consistencia totalmente líquida. Su transportación necesariamente con pipas y el lugar de disposición, deberá de ser cuidadosamente elegido para evitar contaminación. Esta transportación de lodos es quizás el concepto mayor en los costos de operación y mantenimiento de este sistema.

Los principales conceptos de operación y mantenimiento del sistema son:

- . Los correspondientes a pretratamiento.
- . La revisión diaria del sistema motor-reductor; medición de amperajes, sobrecalentamiento, ruidos, engrasado en su caso del sistema de transmisión (esto de acuerdo con lo especificado por el proveedor del equipo).
- . Remoción diaria de grasas y aceite acumulado en la charola de natas.
- . Remoción por lo menos tres veces por día de los sólidos sedimentados.
- . Transportación diaria de los sólidos removidos.
- . Cambio de aceite de transmisión según lo especificado por el proveedor - entre 6 y 12 meses.

Este sistema aún cuando cuenta con partes mecánicas, éstas significan una cantidad de HP instalados relativamente baja. Independientemente del sistema de transporte de lodos, se estima que se requiere una persona para su operación y mantenimiento por cada 10,000 habitantes, ésta en un turno de 8 horas, en este caso si deberá ser los 365 días del año.

6.5.- Lagunas facultativas.

Son sistemas de tratamiento secundario de tipo biológico que bien pueden considerarse como dispositivos naturales de tratamiento. Una vez conformado el siste

ma y en operación, no hay posibilidades de cambiar las condiciones de operación a menos que se modifique el diseño.

No requieren de equipo ni partes mecánicas, lo que hace que su operación sea muy sencilla y el mantenimiento se refiere a la obra civil, siendo en su mayor parte el cuidado de bordos.

Los principales conceptos de operación y mantenimiento en las lagunas facultativas son:

- . Las correspondientes a pretratamiento.
- . Revisión diaria de las interconexiones, entrada y salida de las lagunas y en su caso la limpieza de las mismas.
- . La remoción de lodos o material flotante en las lagunas.
- . La supervisión semanal del estado de los bordos y la eliminación de maleza en los mismos.
- . La prevención de erosión en los bordos, sobre todo en época de lluvias.
- . La prevención de daños por causa de roedores o influencia de otro tipo de animales.
- . La aplicación de herbicidas e insecticidas para evitar la formación de maleza y la proliferación de insectos.

En general el sistema es muy sencillo y las actividades se refieren básicamente a vigilancia e inspección, esto puede ser desarrollado por una persona para cada 20,000 habitantes. Sin embargo, se recomienda la contratación periódica, cada 4 meses, de una cuadrilla con seis peones durante una semana, para darle a la planta un mantenimiento general, eliminando malezas y conformando y manteniendo los bordos.

6.6. Lagunas aeradas.

Este sistema se plantea como alternativa cuando se requiere una eficiencia mayor a la obtenida con un tratamiento primario y no se cuenta con una disponibilidad amplia de terreno. Sin embargo, el costo de energía es alto.

Al igual que en el caso de lagunas facultativas, una vez implementado el sistema y ya en operación, las posibilidades de cambio o modificaciones a las condiciones de operación son mínimas, es decir, el agua residual entra y pasa a través del proceso sin influencias del operador.

Así mismo, también estará formado por bordos lo que implica los cuidados y actividades planteadas para lagunas facultativas. Sin embargo, la existencia en este caso, de lagunas aeradas, de una cantidad significativa de HP instalados, requiere de personal más calificado y en mayor cantidad. Se estima que se requieren como mínimo un operador y su ayudante en un turno de 12 horas durante 3.5 días de la semana, con lo que se necesitan dos operadores y dos ayudantes por cada 20,000 habitantes.

Los principales conceptos de operación y mantenimiento en las lagunas aeradas son:

- . Los correspondientes a pretratamiento.
- . Revisión diaria de las interconexiones, entrada y salida de las lagunas y en su caso la limpieza de las mismas.
- . La remoción de lodos o material flotante en la laguna de maduración.
- . La supervisión semanal del estado de los bordos y la eliminación de maleza en los mismos.
- . La prevención de erosión en los bordos, sobre todo en época de lluvias.
- . La prevención de daños por causa de roedores o influencia de otro tipo de animales.
- . La aplicación de herbicidas e insecticidas para el control de malezas e insectos.
- . La revisión diaria de los equipos de aeración, medición de amperajes.
- . Revisión periódica de los equipos, según especificaciones de proveedores.

El personal propuesto deberá tener conocimientos básicos de mecánica y electricidad. Las mediciones y determinaciones analíticas para este sistema y los anteriores se recomienda se hagan a través de compañías especializadas, mismas que podrán dar asesoramiento en la operación y mantenimiento de los sistemas.

6.7.- Aeración extendida.

Este es ya un sistema de tratamiento con variantes en su forma y condiciones de operación, en donde el operador fija y controla las variables del proceso, éstas son principalmente: a).- La relación de alimento (DBO_5)/microorganismos como sólidos suspendidos volátiles, en el licor mezclado; b).- La descarga de lodos en exceso; c).- La edad de lodos; y d).- El porciento de recirculación de lodos.

Para poder llevar al cabo el control del proceso y mantener las condiciones óptimas del proceso, será necesario hacer determinaciones analíticas en forma rutinaria, para lo cual se requiere personal capacitado, y un laboratorio equipado para las determinaciones de sólidos en todas sus formas, DBO_5 , DQO y oxígeno disuelto.

La operación del sistema deberá ser continuo durante las 24 horas del día, los 365 días del año y siempre deberá de haber un operador como mínimo en la planta - en la vigilancia del sistema y de los equipos en operación.

Los principales conceptos de operación y mantenimiento en una planta de --tratamiento con proceso en aeración extendida son:

- . Los correspondientes a pretratamiento.
- . Medición continua del flujo influente a la planta, cada 2 horas y una -- vez por turno en la recirculación y en caso necesario su ajuste.
- . Medición de pH una vez por turno en influente y licor mezclado.
- . Medición de oxígeno disuelto en licor mezclado, una vez por día.
- . Toma de muestra y determinación de sólidos suspendidos volátiles en el - licor mezclado, una vez por día.
- . Toma de muestra y determinación de DBO_5 y/o DQO en el influente y efluen - te 3 veces por semana.
- . Purga de lodos en exceso y su manejo.
- . Revisión diaria de los equipos de aeración, medición de amperajes y el - mantenimiento de los mismos de acuerdo con especificaciones del proveedor.
- . Revisión diaria del sistema motor-reductor del sedimentador secundario; - medición de amperajes, sobrecalentamiento, ruidos, lubricación, según es - pecificaciones de mantenimiento del proveedor.

Se estima que se requieren un encargado de la planta de nivel preparatoria y conocimientos básicos de técnicas de análisis en laboratorio y dos operadores con dos ayudantes por cada 20,000 habitantes o menos.

6.8.- Zanjas de oxidación.

Esta es una modificación al proceso de lodos activados en su variante de aeración extendida, por lo que requiere de los mismos conceptos de operación y mantenimiento planteados en el inciso anterior.

Tabla 6.1.

PARÁMETROS DE EFICIENCIA DEL SISTEMA PPM SISTEMAS A UN OPERARIO

PARÁMETRO	PRESENCIA DE OPERARIO [afines / hora]			EFICIENCIA OPERARIO PORCENTAJE DE EFICACIA
	TRABAJO EN HORAS SÍMBOLO, DESCRIPCIÓN	TRABAJANDO	TRABAJANDO AFANADO	
Reducción de flujo				
- Influyente	1 día/continuo no hay a-canal	1 día/continuo no hay a-canal	1 día/continuo no hay a-canal	0/7 no-continuo 1 día/continuo a-canal
- No influyente	1 semana	1 mes/1 día	1 día	1 día/continuo
- En el sistema	1 semana	1 mes/1 día	1 día	1 día/continuo
Figura de vuelta en el sistema	No necesaria	no cada figura 3 mes/1 día	no cada figura 1 día	no al hoy, y afanado 1 día/continuo
Temperatura				
- Influyente	1 mes/1 día	1 mes/1 día	1 día	1 día
- En el sistema	1 mes/1 día	1 mes/1 día	1 día	1 día
OP: a DDD				
- Influyente	1 mes/1 mes	1 mes/1 mes	1 mes	1 mes/continuo
- No influyente	1 mes/1 mes	1 mes/1 mes	1 mes	1 mes/continuo
Eléctrico: mantenimiento				
- Influyente	1 mes	3 meses	1 mes	1 mes
- No influyente	No necesaria	No necesaria	1 mes	1 mes
- En el sistema	1 mes	3 mes	1 mes	1 mes
- Influyente	1 mes	3 mes	1 mes	1 mes
Costo de mano	1 mes	3 meses	1 mes	1 mes
Producción de todo	1 mes	1 mes	1 mes	1 mes
Saludables	No necesaria	No necesaria	No necesaria	3 meses
Consumo de energía	1 mes/1 mes	No hay	1 mes	1 mes
Condiciones ambientales	durio	durio	durio	durio

Ref. 16

CAPITULO 7

ESTIMACION DE COSTOS

En este capítulo se presenta una estimación de costos para cada uno de los sistemas propuestos en sus diferentes modulaciones. Se estimaron los costos de construcción, equipamiento, terreno, costos de inversión y de operación y mantenimiento.

Toda esta evaluación de costos se presenta con la finalidad de que se tenga una idea del monto de las inversiones requeridas, de los principales conceptos y cantidades de obra que involucra cada sistema y en general para que se tengan conocimientos aproximados de una más de las variables en la toma de decisión para la selección del proceso que mejor se ajuste a sus necesidades.

Se pretende que esta evaluación de costos no se tome como absoluta para un caso -

en particular, ya que lo anterior aunado al proceso inflacionario en la economía de nuestro país, plantean la necesidad de tomar esta información con las reservas del caso.

7.1.- Volúmenes de obra y presupuestos.

Estos se dividen en dos conceptos generales: obra civil y equipo electromecánico, incluyendo en este último a la fontanería y estructuras o partes metálicas.

7.1.1.- Obra civil.

A continuación se presentan los principales conceptos de obra involucrados en cada sistema.

. Pretratamiento.

Esta unidad se plantea como un concepto en prácticamente todos los sistemas, en su construcción y evaluación de costos intervienen principalmente:

- Limpieza y despalme del terreno, ataque obligado a mano.
- Trazo y nivelación para desplante de estructuras.
- Excavación por medios manuales para alcanzar niveles de desplante.
- Plantilla de concreto pobre de 8 cm. con $f'c=100 \text{ Kg/cm}^2$
- Concreto simple con $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Cimbra en muros.

7.1.2.- Obra electromecánica.

Para presupuestar la obra electromecánica se hicieron las siguientes consideraciones:

- a).- Todos los precios fueron llevados a enero de 1987.

- b).- Estructuras de acero: se cotizaron tomando como base el costo de acero estructural, se presenta como lote.
- c).- Fontanería: incluye tubería, válvulas y piezas especiales, éstas se cotizaron por catálogo de proveedores y se estimó como un lote.
- d).- Bombas y motores en cárcamos: se presupuestaron por cotización directa de proveedores y se presentan como unidad.
- e).- Múltiple de descarga y tren de piezas especiales en cárcamos: se cotizaron por catálogo de proveedores y se estimó como un lote.
- f).- Aeradores y rotores en zanjas: se presupuestaron por cotización directa de proveedores y se presentan como unidad.
- g).- Subestación eléctrica: se presupuestaron por cotización directa de proveedores y se presentan como HP instalados.
- h).- Motores-reductores y rastras en sedimentación: se presupuestaron por cotización directa de proveedores y se presentan como metro lineal del diámetro del sedimentador.

7.1.3.- Costo del terreno donde se ubicarían los sistemas de tratamiento.

Es difícil generalizar este concepto ya que depende de cada caso en particular con factores como: disponibilidad, tenencia de la tierra, localización y desde luego su costo.

Para fines de presupuestos y evaluación de costos, se estimó un valor de 12'500,000 pesos por hectárea.

En la Tabla 7.3, se presenta una estimación del costo del terreno necesario en cada sistema y para cada uno de los módulos propuestos. Deberá tenerse en cuenta este procedimiento, para que en caso dado se hagan los ajustes necesarios.

En todos los casos el terreno se considera sensiblemente plano y de forma regular conforme se necesita. En caso contrario será necesario realizar una evaluación, conforme a las características particulares de cada predio.

7.2.- Evaluación de costos de inversión.

La implementación de sistemas de tratamiento se plantean como obras autofinanciables, es decir, las autoridades municipales deberán promover el otorgamiento de un crédito para la construcción de las obras. La amortización de esta deuda y el dinero para la operación y el mantenimiento del sistema se deberán captar mediante el cobro de cuotas que por concepto de servicios en el tratamiento de sus aguas residuales, eroguen los usuarios, siendo estos desde la casa habitación, hasta establecimientos comerciales y de servicios; es decir, se considera como usuario a todo aquel que descargue aguas residuales y que en apego a la ley es el responsable de su tratamiento.

Se plantea como fuente de financiamiento el crédito FOMUN, que en apoyo a municipios maneja el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (BANOBRA) y cuyas condiciones son:

- . Tasa anual de interés: 15%
- . Plazo de amortización: 15 años
- . Disponible para: Obras municipales con un monto hasta de 1 millón de Dls. y para poblaciones entre 2,500 y 100,000 Hab.

La anualidad por concepto de pago a la inversión inicial se calcula con la ecuación siguiente:

$$A = \frac{r.p. (1 + r/m)^{m.n.}}{(1 + r/m)^{m.n.} - 1}$$

En donde:

A : anualidad

- r : tasa de interés
- p : valor presente del capital
- m : periodos de capitalización dentro de cada año
- n : número de años en que se amortizará la deuda

En la Tabla 7.3, se presenta la anualidad que tendrá que cubrirse por concepto de costos de inversión, para cada sistema de tratamiento y su modulación correspondiente.

7.3.- Costos de operación y mantenimiento.

7.3.1.- Personal.

En la Tabla 7.4, se presenta el personal requerido para cada sistema y para cada módulo propuesto. El tabulador utilizado fue el siguiente:

<u>Personal</u>	<u>Sueldo Base</u>	<u>Sueldo más Prestaciones</u>	<u>Importe Anual</u>
S: Superintendente	1'200,000	1'632,000	19'584,000
A': Operador calificado	450,000	612,000	7'344,000
A: Operador	380,000	516,800	6'201,600
B: Ayudante de operación	300,000	408,000	4'896,000
C: Cuadrilla de Mantenimiento	800,000/semana		

7.3.2.- Manejo de lodos.

En primer término se estimaron los volúmenes de lodos producidos en cada proceso de tratamiento, quedando estos en:

Tanque Imhoff:	0.15 l/hab-día
Sedimentación primaria:	2.50 l/hab-día
Lagunas facultativas:	0.30 l/hab-día
Lagunas aeradas:	0.50 l/hab-día
Aeración extendida:	1.00 l/hab-día
Zanjas de oxidación:	1.00 l/hab-día

Para evaluación de costos se consideró un precio unitario por transporte para la disposición final de lodos de 2,750 pesos por metro cúbico, para el primer kilómetro y de 500 pesos por metro cúbico en los kilómetros subsecuentes, estimándose un recorrido de 5 kilómetros. Para el caso de sedimentación primaria y debido a que se incluyó un vehículo como parte del equipo, el precio se redujo a -- 500 pesos por metro cúbico en el primer kilómetro.

En la Tabla 7.4 se presentan las erogaciones anuales que por este concepto se estimaron para cada sistema y módulo propuesto.

7.3.3.- Costos de Energía Eléctrica.

Para estimar los costos por concepto de energía, se aplicaron las tarifas vigentes a enero de 1989, considerando el consumo anual en KW-hr con un precio de \$35.00 KW-hr.

En la Tabla 7.4 se presentan la cantidad de HP instalados por sistema con sus módulos respectivos, su consumo anual en KW-hr y el importe correspondiente.

7.3.4.- Mantenimiento de equipos.

Tomando como base información directa de proveedores de equipo, se estima que el costo anual por concepto de mantenimiento preventivo al equipo - electromecánico será de 1.75% del valor de los equipos.

En la Tabla 7.4 se presenta el valor de los equipos y el costo anual por mantenimiento.

7.4.- Resumen de Costos.

Finalmente en la Tabla 7.5 se presenta un resumen de las cantidades que deberán recuperarse para cubrir el pago a la inversión y el costo para la operación y mantenimiento de los sistemas.

Así mismo, se hace un prorratio de estos costos por habitante o por cada metro cúbico de agua tratada, siendo éstas, dos maneras de cobrar el servicio; es decir, el cobro directo por habitante o por cada metro cúbico de agua tratada.

TABLA N° 7.3. - ESTIMACION DE COSTOS DE LA INVERSION

SISTEMA	CONCEPTO	COSTOS POR MODULOS EN MILES DE PESOS							
		2 503	5 000	7 500	10 000	15 000	20 000	30 000	40 000
TANQUES IN-OFF	Obra civil	59,564	95,628	131,689	166,227	223,556	271,161	325,393	380,710
	Obra Electrorec.	36,677	36,677	43,082	43,497	49,272	56,438	64,339	72,703
	terreno	625	940	1,750	1,565	2,190	2,815	3,750	5,000
	Inversión	95,866	133,245	176,141	211,289	275,018	330,414	393,482	458,413
	Costo anual Invers.	16,234	22,564	29,820	35,780	46,572	55,953	66,633	77,629
SEDIMENTACION PREFIERTA	Obra civil	27,704	42,079	57,406	64,070	81,676	96,400	116,644	137,639
	Obra Electrorec.	134,932	153,632	187,257	192,817	256,607	278,925	334,770	384,986
	terreno	140	250	315	440	565	690	815	940
	Inversión	162,826	195,961	244,479	264,367	338,848	376,085	452,229	523,565
	Costo anual Invers.	27,573	33,185	40,893	44,269	57,381	63,684	76,582	88,662
LAGUNAS FACULTATIVAS	Obra civil	129,252	227,842	311,526	414,013	536,672	664,159	902,766	1131,898
	Obra Electrorec.	1,350	2,750	4,125	5,500	6,875	8,250	9,625	11,000
	terreno	20,000	31,875	42,500	52,815	72,500	91,565	128,750	164,375
	Inversión	150,602	266,467	360,151	472,328	616,047	763,974	1041,141	1307,273
	Costo anual Invers.	25,503	44,447	60,989	79,265	104,323	129,373	176,309	221,377
LAGUNAS AJRADAS	Obra civil	82,227	133,864	177,448	208,697	284,531	343,278	452,289	546,984
	Obra Electrorec.	54,830	104,467	138,958	175,546	223,451	265,353	359,203	452,268
	terreno	10,625	15,438	19,688	23,688	31,125	38,063	51,500	64,313
	Inversión	152,682	253,769	336,094	407,931	539,107	646,694	862,992	1063,565
	Costo anual Invers.	25,856	42,974	56,915	69,080	91,294	109,513	146,141	180,107
AREACION EXTENDIDA	Obra civil	71,414	123,450	164,045	229,728	304,054	370,924		
	Obra Electrorec.	158,500	225,443	267,715	315,635	429,207	517,395		
	terreno	563	1,094	1,625	2,188	3,250	4,375		
	Inversión	230,567	349,987	433,385	547,551	735,511	892,695		
	Costo anual Invers.	35,045	59,268	73,391	92,724	124,727	151,171		
ZARJAS DE OXIDACION	Obra civil	53,516	92,052	126,355	156,413	214,535	268,340		
	Obra Electrorec.	144,509	205,862	266,885	363,080	463,405	622,642		
	terreno	938	1,500	3,500	3,938	5,000	6,375		
	Inversión	198,963	299,414	296,740	523,431	682,940	896,757		
	Costo anual Invers.	33,693	50,704	67,185	80,639	115,651	151,859		

TABLE Nº 7.4.- EVALUACION DE COSTOS ANUALES POR INVERSION, OPERACION Y MANTENIMIENTO

POBLACION (Hab)	SISTEMA	INVERSION miles \$	PERSONAL		MANEJO DE Lodos		ENERGIA			MANJ. DE EQUIPO	
			Personal	miles \$	m ³ /año	miles \$	HP Inst.	Kw-hr/año	miles \$	Costo Equipo	miles \$
2 500	Tanques Imhoff	16,234	1A	6,202	137	719	5	6532	229	33,345	584
	Sed. primaria	27,572	1A+1B	11,028	2781	11,975	10	32662	1,143	131,695	2,208
	lag. facultativas	25,503	1A+C	9,402	274	1,439	--	--	--	1,250	22
	lag. aeradas	25,856	1A+1B+C	14,298	458	2,394	20	117582	4,115	53,650	939
	Aeración extendida	39,045	1A+2B	17,136	912	4,788	20	130647	4,573	151,675	2,654
	Zanjas de oxidación	33,693	1A+2B	17,136	912	4,788	20	130647	4,573	134,170	2,436
5 000	Tanques Imhoff	22,564	1A	6,202	274	1,439	5	13065	457	33,345	584
	Sed. primaria	33,185	1A+1B	11,028	4563	23,956	10	39194	1,327	148,695	2,606
	lag. facultativas	46,447	1A+C	9,402	548	2,877	--	--	--	2,500	44
	lag. aeradas	42,974	1A+1B+C	14,298	913	4,783	38	235164	8,731	102,320	1,731
	Aeración extendida	59,268	1A+2B	17,136	1825	9,581	30	215567	7,345	217,450	3,809
	Zanjas de oxidación	50,704	1A+2B	17,136	1825	9,581	35	228632	8,002	202,278	3,540
7 500	Tanques Imhoff	29,828	1A+1B	11,028	411	2,158	5	19597	686	39,095	664
	Sed. primaria	40,893	1A+2B	15,994	6844	35,431	10	45778	1,600	182,645	3,136
	lag. facultativas	60,989	1A+C	9,402	821	4,320	--	--	--	3,750	66
	lag. aeradas	56,915	1A+1B+C	14,298	1369	7,187	53	333149	11,660	136,125	2,383
	Aeración extendida	71,391	1A+2B	17,132	2738	14,375	45	313552	10,924	252,425	4,514
	Zanjas de oxidación	67,185	1A+2B	17,132	2738	14,375	45	293955	10,283	258,670	4,527
10 000	Tanques Imhoff	35,780	1A+1B	11,028	548	2,877	10	26129	915	66,865	1,167
	Sed. primaria	44,284	1A+2B	15,994	9125	47,986	20	52259	1,829	297,785	5,211
	lag. facultativas	79,985	1A+1B+C	14,298	1095	5,749	--	--	--	5,000	88
	lag. aeradas	65,080	1A+2B+C	20,336	1825	9,581	71	450731	15,776	171,360	3,080
	Aeración extendida	92,724	2A+2B	24,480	3650	19,163	55	391940	13,718	305,125	5,340
	Zanjas de oxidación	88,639	2A+2B	24,480	3650	19,163	65	424602	14,861	353,620	6,188

* S: Superintendente; A: Operador calificado; B: Operador; B: Ayudante; C: Cuadrilla mantenimiento eventual.

TABLA Nº 74.- Continuación.

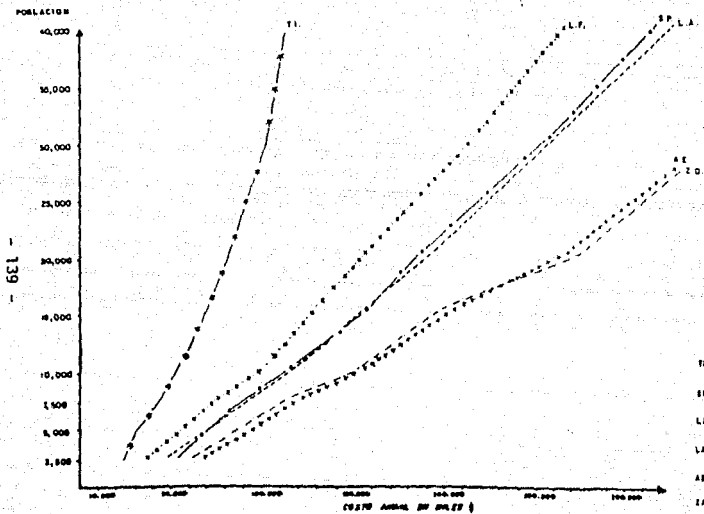
POBLA CIÓN (Hab)	SISTEMA	INVERSIÓN miles \$	PERSONAL		MANEJO DE Lodos		ENERGÍA			CANT. DE EQUIPO	
			n Personal	miles \$	m ³ /año	miles \$	HP inst.	Kw-hr/año	miles \$	Costo Equipo	miles \$
15 000	Tanques Imhoff	46,572	1A+2B	15,994	821	4,310	10	39194	1,372	78,185	1,368
	Sed. primaria	57,391	2A+1B	17,299	13688	71,862	20	65321	2,286	365,285	6,393
	Lag. facultativas	104,323	1A+1B+C	14,298	1643	8,626	--	--	--	6,250	109
	Lag. aeradas	91,294	1A'+1B'+C	20,336	2738	14,375	107	685895	24,006	217,910	3,813
	Aeración extendida	124,723	2A+2B	22,195	5475	28,745	85	287910	20,391	415,645	7,274
	Zanjas de oxidación	114,651	2A'+2B'	24,480	5475	28,745	85	555248	19,430	450,370	7,481
20 000	Tanques Imhoff	55,953	1A+2B	15,994	1095	5,749	10	52259	1,829	79,085	1,384
	Sed. primaria	63,684	2A+1B	17,299	18250	95,813	20	78388	2,744	387,285	6,778
	Lag. facultativas	129,373	1A+1B+C	14,298	2190	11,498	--	--	--	7,500	131
	Lag. aeradas	109,513	2A'+2B'+C	27,680	3650	19,163	137	891865	30,865	258,275	4,520
	Aeración extendida	151,171	1S+2A+2B	41,779	7300	38,325	107	751218	26,293	502,175	8,788
	Zanjas de oxidación	151,859	1S+2A'+2B'	44,064	7300	38,325	127	649203	29,722	606,400	10,617
30 000	Tanques Imhoff	66,633	2A+2B	22,195	1643	8,626	10	78388	2,744	89,585	1,568
	Sed. primaria	76,582	2A+2B	22,195	27375	143,719	20	104517	3,858	499,285	8,737
	Lag. facultativas	176,309	1A+2B+C	19,194	3285	17,246	--	--	--	8,750	153
	Lag. aeradas	146,141	2A'+2B'+C	32,576	5475	28,744	197	1273805	44,583	349,275	6,112
	Aeración extendida										
	Zanjas de oxidación										
40 000	Tanques Imhoff	77,629	2A+2B	22,195	2190	11,498	14	91453	3,201	102,615	1,786
	Sed. primaria	88,662	2A+2B	22,195	36500	171,625	20	130647	4,573	539,955	9,449
	Lag. facultativas	221,377	1A+2B+C	19,194	4380	27,995	--	--	--	10,000	175
	Lag. aeradas	180,107	3A'+3B'+C	39,920	7300	38,325	265	1711471	59,902	439,675	7,694
	Aeración extendida										
	Zanjas de oxidación										

TABLA Nº 7.5.- RESUMEN DE COSTOS ANUALES
(Incluyendo inversión, terreno y operación y mantenimiento)

SISTEMA: COSTO ANUAL; POR HABITANTE Y POR m ³ AGUA TRATADA	POBLACION (Hab.) O VOLUMEN ANUAL DE AGUAS RESIDUALES (m ³ /año)							
	2500	5000	7500	10000	15000	20000	30000	40000
	o	o	o	o	o	o	o	o
	157680	315360	473040	630720	946080	1261440	1892160	2522880
Tanques Imhoff	(1) 23968	31246	44454	51837	69616	80909	101766	116319
	(2) 9587	6249	5927	184	4641	4045	3392	2908
	(3) 152	99	94	82	74	64	54	46
Sedimentación Primaria	(1) 54097	72217	97614	115709	155221	186318	254891	316504
	(2) 21639	14443	13015	11591	10348	9316	8496	7913
	(3) 343	229	206	184	164	148	135	125
Lagunas Facultativas	(1) 36366	56770	74767	100120	127356	155300	212902	263741
	(2) 14546	11354	9969	10012	8490	7765	7097	6594
	(3) 231	180	158	159	135	123	113	105
Lagunas Aeradas	(1) 47602	72087	92443	117773	153824	191741	250156	325948
	(2) 19041	14417	12326	11777	10255	9587	8605	8149
	(3) 302	229	195	187	163	152	136	129
Aeración Extendida	(1) 68196	97335	120386	155425	203328	266356		
	(2) 27278	19467	16052	15543	13555	13318		
	(3) 433	309	255	246	215	211		
Zanjas de Oxidación	(1) 62626	88963	113507	153331	196187	274502		
	(2) 25050	17793	15134	15333	13079	13729		
	(3) 397	282	240	243	207	218		

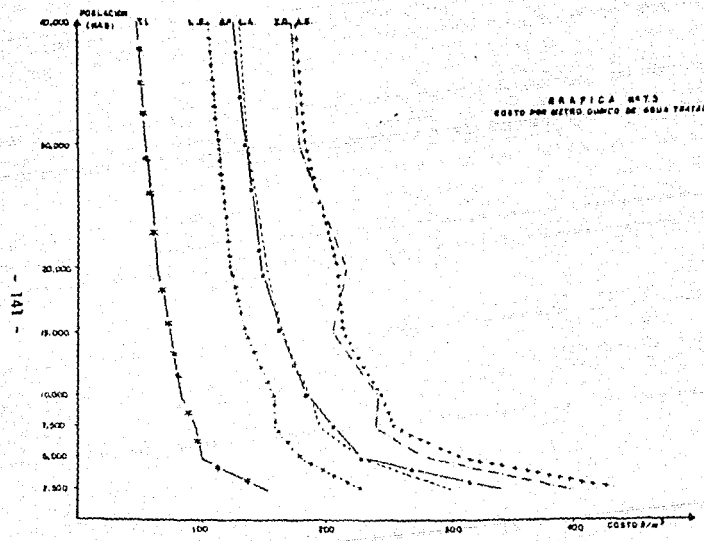
(1) Costo anual en miles de pesos; (2) Costo anual por Hab., pesos; (3) Costo anual por m³ de agua trat., pesos.

GRAFICA Nº 7.1
 COSTO ANUAL POR CONCEPTO DE INVERSION OPERACION Y MANTENIMIENTO



SIMBOLOGIA

TARQUER INHOFF	— x — x —	T.I.
SERMENTACION PRIMARIA	— + — + —	S.F.
LARURAS FACULTATIVAS	—	L.F.
LARURAS AERABAS	— - - - -	L.A.
AERACION EXTENSA	— * * * * *	A.E.
TANCA DE ORIBACION	— - - - -	Z.O.



- SIMBOLOGIA**
- TANQUES IMHOFF ———— TI
 - SEDIMENTACION PRIMARIA ———— S.P.
 - LABUNAS FACULTATIVAS ———— L.F.
 - LABUNAS AERADAS ———— L.A.
 - AERACION EXTENDIDA ———— A.E.
 - ZANJA DE OXIDACION ———— Z.O.

CONCLUSIONES.

- El sistema que ocupa menor área es el correspondiente a sedimentación primaria.
- Los Tanques Imhoff y Sedimentación Primaria, tienen costos de inversión muy similares, sin embargo, en cuanto a montos anuales de inversión, operación y mantenimiento, el sistema de sedimentación primaria se incrementa aproximadamente en un 225%, por el equipo que contiene este último.
- El proceso mediante Tanques Imhoff, resulta el más económico por sus bajos costos de inversión y mínima operación y mantenimiento.
- Contrario a lo que se podría suponer, el proceso de lagunas aeradas que corresponde a un tratamiento secundario con estabilización de lodos, resulta similar en cuanto a costos de inversión, operación y mantenimiento al correspondiente de sedimentación primaria. En la gráfica 8.2 podemos observar que la inversión inicial es mucho mayor en Lagunas Aeradas, sin embargo, dado el manejo de lodos en sedimentación primaria, las gráficas 8.1 y 8.3 nos reportan una equidad en sus costos anuales y en los costos por metro cúbico de agua tratada.
- El tratamiento de aguas residuales mediante lagunas facultativas, representa una mayor inversión con respecto a los sistemas de lagunas aeradas y sedimentación primaria, sin embargo, analizado desde el concepto de costo anual por inversión, operación y mantenimiento, resulta más atractivo, teniendo así mismo, menores erogaciones en cuanto a costo por metro cúbico de agua tratada. Esta situación obedece a que el proceso de lagunas facultativas requiere de grandes áreas de terreno, pero en contraposición a los otros dos sistemas, sus gastos en operación y mantenimiento son mínimos.
- De los procesos analizados en este trabajo, los correspondientes a zanjas de oxidación y aeración extendida, son los que devengan mayores costos en cuanto a inversión inicial, operación y mantenimiento, teniendo en consecuencia una mayor erogación por metro cúbico de agua tratada. El análisis de costos en estos dos sistemas, son muy similares en todos sus conceptos según puede observarse en las gráficas 8.1, 8.2 y 8.3.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS TECNICAS-ECONOMICAS DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO PROPUESTOS.

Tanques Imhoff.

- Ventajas:**
- . Requiere menor superficie de terreno.
 - . Menores costos en inversión, operación y mantenimiento.
 - . La obra civil es relativamente sencilla y no requiere de equipo.
 - . Se puede construir en superficies de cualesquiera características topográficas.
 - . Prácticamente no necesita personal para su operación y mantenimiento.

- Desventajas:**
- . Es un tratamiento primario y por ende, con menor remoción de carga orgánica.
 - . Su aplicación está supeditada al reuso cien por ciento del agua tratada para fines de riego de cultivos que no sean de consumo humano directo.
 - . Se debe desplantar en un terreno con capacidad de carga mayor a 10 Ton/m².

Sedimentación Primaria.

- Ventajas:**
- . Las necesidades de área para la construcción de este sistema son mínimas.
 - . No se requiere de personal especializado para su operación y mantenimiento.
 - . Los costos de inversión inicial son bajos.
 - . Se puede construir en cualquier terreno.
 - . El equipo de rastras prácticamente no consume energía, ya que requiere motores menores de 1 H.P.

- Desventajas:**
- . Los lodos extraídos del sedimentador requieren tratamiento antes de su disposición.

- . En si no resuelven el problema de contaminación, sólo es recomendable en el caso de que se contemple como una primera etapa, para posteriormente implementar un tratamiento secundario.
- . El manejo de lodos incrementa los costos de operación y mantenimiento.
- . Requiere de equipo cuya fabricación es especializada.
- . Cualquier desperfecto en el sistema matriz de rastras, afecta la calidad del efluente.

Lagunas Facultativas.

Ventajas:

- . No requiere de instalaciones electromecánicas.
- . Necesidades de operación y mantenimiento mínimas.
- . Su construcción se reduce a movimiento de tierras, pudiendo efectuarse con maquinaria y gente de la localidad.
- . En una segunda etapa se puede convertir en un sistema de lagunas aeradas, absorbiendo los incrementos en caudal a futuro sin ampliaciones o construcción de nuevas lagunas.
- . No requiere tratamiento de lodos.
- . El efluente se puede disponer en riego agrícola.

Desventajas:

- . Es el sistema que requiere mayor superficie de terreno.
- . Es posible que ocasionalmente se produzcan olores y mosquitos.
- . El terreno donde se ubique la planta debe ser sensiblemente plano y con características impermeables del material subyacente.

Lagunas Aeradas.

Ventajas:

- . Mejores eficiencias y capacidad de amortiguamiento contra variaciones en la carga orgánica.
- . Necesidades de terreno intermedias.
- . El agua tratada puede ser utilizada sin restricciones en riego agrícola, llenado de lagos o en procesos industriales que no requieran agua de primer uso.

- . La obra civil es de fácil ejecución pudiendo efectuarse a nivel local.
- . Este sistema, en una primera etapa puede fungir como lagunas facultativas, para posteriormente ser equipadas con aeradores superficiales.
- . No requiere tratamiento de lodos.
- . No produce olores.

Desventajas:

- . Mayores costos de inversión, operación y mantenimiento que los sistemas anteriores.
- . Requiere de equipos electromecánicos de altos consumos de energía.
- . Mayores necesidades de personal para operación y mantenimiento.
- . El terreno donde se ubique la planta debe ser sensiblemente plano y con características impermeables del material subyacente.
- . El equipamiento electromecánico de la planta requiere de personal especializado, así como su mantenimiento y operación.

Aeración Extendida.

Ventajas:

- . Dentro de los procesos a nivel secundario estudiados, es el sistema más compacto, es decir requiere de menos superficie.
- . Mejores eficiencias en remoción de carga orgánica.
- . No produce olores.
- . Los lodos de desecho no requieren tratamiento adicional, pudiéndose disponer como mejoradores de suelos.
- . La topografía no es determinante para su construcción, sin embargo es recomendable un terreno con pendiente uniforme para -- que el sistema sea por gravedad.
- . El agua tratada puede ser reusada sin restricciones en riego -- agrícola, llenado de lagos o en procesos industriales que no requieran agua de primer uso.

- Desventajas:**
- . Mayores costos de inversión, operación y mantenimiento.
 - . Requiere de equipos electromecánicos de altos consumos de energía.
 - . Mayores necesidades de personal para operación y mantenimiento.
 - . El equipamiento electromecánico de la planta requiere de personal especializado, así como su mantenimiento y operación.

Zanjas de Oxidación.

- Ventajas:**
- . Requiere menos área que los sistemas de lagunas, pero más superficie que el proceso de aeración extendida.
 - . Eficiencias de remoción en carga orgánica similar al de aeración extendida.
 - . La obra civil es de fácil ejecución, pudiendo realizarse con -- gente de la localidad.

- Desventajas:**
- . Las mismas señaladas en el proceso de aeración extendida.
 - . Se requiere de un terreno sensiblemente plano y de preferencia impermeable para evitar recubrimiento de la zanja.
 - . La obra electromecánica requiere de personal especializado.

RECOMENDACIONES.

- Como punto de partida para cualquier estudio de factibilidad o proyecto ejecutivo, se debe verificar en forma precisa, los gastos de aguas residuales a tratar, la concentración de carga orgánica (DBO_5), así como temperaturas ambiente y del agua en las estaciones de verano e invierno.
- La implementación de un tratamiento primario quedará supeditado exclusivamente para aquellos casos en que se tenga la certeza del reuso (cient por ciento) del agua tratada con fines de riego de cultivos que no sean para consumo humano directo. Además se tomará en consideración la disposición de los lodos en sitios que no provoquen contaminación.
- La determinación del área donde se ubicará la planta de tratamiento, representa uno de los factores más importantes para la selección de alternativas de tratamiento.
- El incremento en los costos de energía eléctrica, limitan económicamente para estas localidades la selección de procesos con pocos requerimientos de terreno.
- Antes de iniciar el proyecto ejecutivo para el sistema de tratamiento en un sitio seleccionado, deberá asegurarse su adquisición.
- Teniéndose la adquisición legal del predio donde se construirá la planta, se consideran necesarios estudios topográficos y de mecánica de suelos, para ubicar las unidades de tratamiento.
- El trabajo se encaminó a desarrollar procesos a nivel secundario que verdaderamente resuelvan el problema de contaminación, no siendo el caso de lodos activos, filtros rotadores, etc., donde se tiene el problema de los lodos de desecho, los cuales donde sean dispuestos contaminarán.

- Debido al monto de las inversiones será necesario el apoyo del Gobierno del Estado, ya sea para conseguir financiamiento, o mediante un plan estatal con el préstamo de maquinaria o suministro de materiales de construcción.
- Es recomendable verificar y actualizar toda la información que se use para fines de diseño.
- Solicitar a la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología la fijación de condiciones particulares de descarga, en caso de que no se tengan, con el propósito de definir el proceso más adecuado.
- Es de suma importancia el planear el aprovechamiento de las aguas residuales -- tratadas, con miras a eficientar el recurso agua.
- Ubicar la planta en dirección al drenaje natural de la zona, hacia el sitio don de se descargan actualmente las aguas residuales y de ser posible en terrenos -- con poca o nula actividad agrícola y lo más alejado de la zona urbana.
- Dentro de los procesos analizados, el más recomendable para este tipo de localidades, es el sistema de lagunas facultativas, ya que la mayoría de los poblados cuentan con grandes extensiones para tales fines, además de poder ejecutarse la obra a nivel local y de no requerir de personal calificado para su operación y mantenimiento.
- Es recomendable que las Universidades del país consideren en sus planes de estudio la creación de áreas técnicas encaminadas a la ejecución de obras de tratamiento, así como para la operación y mantenimiento de las mismas.

REFERENCIAS

- 1.- Metcalf and Eddy, Inc., "Wastewater Engineering; collection, treatment, disposal". Mc. Graw-Hill Book Company. 1972.
- 2.- SARH, "Información sobre usos del agua y generación de aguas residuales en poblaciones mayores de 10,000 hab". Residencia en el Estado de Guanajuato 1982.
- 3.- Gobierno Federal, "Ley Federal para prevenir y controlar la contaminación ambiental". Diario Oficial. Marzo de 1971.
- 4.- Gobierno Federal, "Reglamento para la prevención y control de la contaminación de Aguas". Diario Oficial. Diciembre de 1975.
- 5.- SAHOP, "Normas técnicas para el proyecto de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales". SAHOP, 1981.
- 6.- SRH, "Determinación y desarrollo de costos de construcción, operación y mantenimiento de los diferentes procesos de tratamiento de aguas residuales". Tomo II Costos de Tratamiento. SRH, 1974.
- 7.- Earnest F. Gloyna, "Estanques de estabilización de aguas residuales". Organización Mundial de la Salud, Ginebra, 1973.
- 8.- WPCF, "Wastewater treatment plant design: a manual of practice MOP/8". Water - Pollution Control Federation, 1977.
- 9.- EPA, "Onsite wastewater treatment and disposal systems: Design Manual". U.S. Environmental Protection Agency, October 1980.
- 10.- EPA, "Suspended solid removal; process design manual". U.S. Environmental Protection Agency, January 1975.

- 11.- EPA, "Municipal wastewater stabilization pond: design manual". U.S. Environmental Protection Agency. October 1983.
- 12.- R.S. Ramalho, "Introduction to wastewater treatment Processes". Academic Press. Inc. 1977.
- 13.- H.W. Parker, "Wastewater systems engineering". Prentice-Hall, Inc. 1975.
- 14.- EPA, "A comparison of oxidation ditch plants to competing processes for secondary and advanced treatment of municipal wastes". U.S. Environmental Protection Agency. March. 1978.
- 15.- M.G. Mandt - B. A. Bell, "Oxidation Ditches in wastewater treatment" Ann Arbor Science. 1992
- 16.- WPCF, "Operation of wastewater treatment plants; a manual of practice MOP/11" Water Pollution Control Federation. 1976.